

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Abou Bekr BELKAID – Tlemcen



Faculté de Technologie
Département de Génie Civil
Option : STRUCTURES

Mémoire de Master

**ANALYSE COMPARATIVE ENTRE LE REGLEMENT
PARASISMIQUE ALGERIEN (RPA99/v2003) ET LE CODE
PARASISMIQUE DES STRUCTURES DE GENIE CIVIL AU
JAPON (BCJ1980)**

Présenté par

DEKMOUS HAYAT et DJELTI FATIMA

Soutenu 09/06/2024 devant le jury :

Dr. MISSOUM Abdelghani Mohammed
Dr. BENMANSOUR Nassima
Dr. BENKELFAT Naoual
Dr. BENADLA Zahira

Président
Examinatrice
Encadrante
Encadrante

Année universitaire 2023-2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

ملخص:

هذا المشروع يتعلق بدراسة ديناميكية لمبنى سكني وتجاري مكون من طابق أرضي و4 طوابق علوية بين القواعد الزلزالية الجزائرية والقواعد الزلزالية اليابانية.

هذه المذكرة سمح بإجراء مقارنة شاملة بين مختلف أحكام وتعليمات البناء الزلزالي الجزائري والقواعد الزلزالية اليابانية مع التركيز بشكل خاص على الاستجابة الديناميكية للبناء ثم تحليله

من خلال هذه الدراسة يمكن استنتاج نقاط الاختلاف والتشابه بين المستندين في تعليمات حسابية مختلفة

لتحليل الاستجابة الديناميكية للبناء تم استخدام برنامج SAP2000.

الكلمات المفتاحية: البناء، المقارنة، القواعد الجزائرية المقاومة للزلازل 2003، القانون الياباني المضاد للزلازل 1980، الدراسات الديناميكية

Résumé :

Ce projet concerne une étude dynamique comparative d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation et commercial entre les règles parasismiques algériennes (RPA99/v2003) et le code parasismique au Japon (BCJ1980)

Ce mémoire a permis d'établir une comparaison sur les différentes directives entre le règlement parasismique algérien RPA99/v2003 et le code parasismique du Japon BCJ1980 d'une manière générale, ainsi que sur les réponses dynamiques du cas de bâtiment traité. A travers cette étude on peut détecter les points divergences et convergences entre les deux codes dans les différentes instructions de calcul.

Le logiciel SAP2000 a été utilisé pour analyser le comportement dynamique de la structure.

Mots clés : Bâtiment, Comparaison, RPA99/v2003, BCJ1980, Etude dynamique, SAP2000

Abstract:

This project concerns Comparative Dynamic Study of a (R+6) Residential and Commercial Building between the Algerian Seismic Code (RPA99/v2003) and the Japanese Seismic Code (BCJ1980).

This thesis presents a comparative dynamic study of a (R+6) residential and commercial building using the Algerian Seismic Code (RPA99/v2003) and the Japanese Seismic Code (BCJ1980).

The study provides a general comparison of the different guidelines between the Algerian Seismic Code RPA99/v2003 and the Japanese Seismic Code BCJ1980, as well as a comparison of the dynamic responses of the studied building. The study identifies the points of divergence and convergence between the two codes in different design procedures.

The SAP2000 software was used to analyze the dynamic behavior of the structure.

Keywords: Building, Comparison, RPA99/v2003, BCJ1980, Dynamic Study, SAP2000.

Remerciements

Nous tenons tout d’abord à remercier ALLAH, le tout puissant, qui nous a donné la force, le courage et la patience d’accomplir ce modeste travail.

Nous exprimons nos reconnaissances à tous les membres du jury :
Dr.BENMANSOUR Nassima et **Dr.MISSOUM Mohammed Abdelghani**

D’avoir accepté de lire, de présider et d’examiner ce modeste travail et d’apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de ce projet.

C’est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mes encadreurs **Dr.BENKELFAT Naoual** et **Pr.BENADLA Zahira** pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l’élaboration de ce projet.

Nos remerciements vont aussi à **Mr BELBACHIR** et **Mr. MAACHOU** et **Mr HAMDAOUI**, On apprécie votre patience et votre pédagogie lors de nos discussions. Vous avez su me guider avec tact et bienveillance, tout en me laissant l'autonomie nécessaire pour développer ma propre réflexion. Aucun remerciement ne saurait exprimer l’estime, que nous avons pour vous.

Nos remerciements s’adressent également à tous nos professeurs du département de génie civil pour leurs générosités à la grande patience malgré leurs charges académique et professionnelles.

Enfin, Nos profonds remerciements vont également à toutes les personnes qui nous ont aidées et soutenues de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce travail

À mes très cher, honorables parents...

Mes parents... Si je suis ici aujourd'hui, c'est grâce à vous !

À Ma très chère mère Quoi que je fasse ou que je dis, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force pour affronter les différents obstacles.

A Mon chère père Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager, que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.

À Mes chers frères « Mustapha », « Omar », « Kamel » et « Karim », mes chères sœurs « Lamia », « Soumia » et « Siham », les mots ne suffisent pas pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour vous, je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite.

A mes princes neveux
« Younes », « Ilyes », « Mahir », « Amine », « Yazan », « Kais », « Merouane » et ma princesse nièce « Louisa ».

Un spécial dédicace à mon cher frère « Karim » pour ton soutien et pour tes précieux conseils et ton aide pour élaborer ce travail.

Je dédie à mon binôme et ma chère sœur « DJELTI Fatima » et sa famille...c'est un grand plaisir de travailler avec toi pour élaborer ce mémoire, je te remercie d'avoir être toujours à mes côtés durant 5ans d'amitié, Un binôme inséparable, une amitié indéfectible, Je suis tellement chanceuse de t'avoir à mes côtés.

Ma princesse « HASSAINE Hadjer » Je te dédie ce mémoire pour te dire à quel point tu es précieuse pour moi, Tu es Plus qu'une amie, une sœur de cœur, Tu as été toujours là pour moi, dans les bons comme dans les mauvais moments, j'ai tellement de chance de t'avoir dans ma vie, merci pour tout ce que tu es et tout ce que tu à fais pour moi dans notre 9ans d'amitié.

À mes chers amis Je dédie ce mémoire à chacun d'entre vous, en reconnaissance de votre soutien indéfectible, de votre amitié sincère et de votre présence inestimable dans ma vie, Merci d'être simplement vous-mêmes, des amis extraordinaires qui rendent ma vie si belle et si riche.

À tous les membres de la famille « DEKMOUS » et « MEZIANE », petits et grands.

À tous ma promotion.

À toutes les personnes qui m'ont aidé, de près ou de loin à réaliser ce travail.

Enfin, je dédie ce travail à tous ceux qui m'aiment et qui croient en moi.

Hayat

Dédicace

Je dédie ce travail :

A ma très chère mère

Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ton affection me couvre, ta bienveillance me guide et ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force, d'inspiration et de motivation. Ta patience, tes sacrifices et tes encouragements m'ont permis de surmonter tous les obstacles et d'atteindre mes objectifs. Sans toi, ce voyage n'aurait pas été possible. Merci pour tout ce que tu fais pour moi. Je t'aime maman

A mon très chère père

Tu as toujours été un pilier de force et d'inspiration dans ma vie. Ta sagesse, tes conseils et tes encouragements m'ont guidée tout au long de mon parcours académique. Merci pour tout ce que tu as fait pour moi. Ce travail est le reflet de ta confiance en moi. Avec toute mon affection, je t'aime mon papa.

À mon très cher frère "Aziz " Je te dédie ce mémoire avec l'espoir qu'il t'inspire et te motive dans ta propre quête de connaissances. En tant que collègue et camarade dans le domaine du génie civil, je sais que tu es au début d'un parcours passionnant et exigeant. je te souhaite de la réussite et plein de bonheur.

A mon petit prince Wailou

Et un spécial dédicace pour mon binôme et ma chère sœur "Dekmous Hayet" et sa famille.... Ce fut très émouvant d'avoir réalisé un travail commun entre nous deux, ça représentera le fruit de notre réussite. Cette dédicace soit le symbole de notre amitié durable (5 ans déjà), et de tous les défis que nous avons relevés ensemble. Je suis tellement chanceuse de t'avoir à mes côtés.

A mes princesses copines et cousines "Malika" "Imene" "Farah" "Amel" "Raouia" "Mira" "Ikram" "Amina" "Marwa", "Fatima.Z", "Fadéla" "Touriya" "Yasmine" "Asma""Kawther", j'ai tellement de chance de vous voir dans ma vie.

A mes chères tantes "Zahira" "Fatima" "Djamila""Nouria" "Saliha"et "Fatna" allah yerhamha Je dédie ce mémoire pour eux et pour tous et a toutes les personnes qui m'ont soutenue et encouragée tout au long de mon parcours académique.

À mes amis et collègues de promotion, pour les moments de partage, de collaboration et de soutien mutuel. Ensemble, nous avons surmonté les défis et célébré nos succès, faisant de ce parcours une expérience inoubliable.

Fatima

La table des matières

Remerciements.....	vi
Dédicace.....	vii
Dédicace.....	viii
La table des matières	ix
Liste des Tableaux.....	xiii
Liste des Figures.....	xvi
INTRODUCTION GENERALE.....	1
Chapitre 1	2
INTRODUCTION DES REGLEMENTS PARASISMIQUES RPA99/V2003 ET BCJ1980	2
1.1 Introduction	2
1.2 Les règles parasismiques algériennes (RPA99/v2003, 2003)	2
1.2.1 Classification des sites (RPA99/v2003, 2003) :	3
1.2.2 Le facteur d'amplification dynamique D :	4
1.2.3 Classification des zones.....	6
1.2.4 Classifications des Ouvrages :	7
1.2.5 Classification des ouvrages selon leur configuration :	8
1.2.6 Le coefficient de comportement R :	9
1.2.7 Le spectre de réponse élastique.....	10
1.2.8 Les méthodes de calcul.....	11
1.2.9 Les combinaisons sismiques :	12
1.2.10 L'effort tranchant à la base	12
1.2.11 Justification de la sécurité	14
1.3 Le code parasismique japonais bcj1980	15
1.3.1 Le développement de code parasismique au Japon	15
1.3.2 Méthode de calcul	16
1.3.3 Facteur d'importance	16
1.3.4 La conception parasismique des bâtiments	16
1.3.4.1 Exigences structurelles	16
1.3.4.2 Les procédures de conception sismique	18
1.3.5 Les détails des exigences structurelles	19
1.3.5.1 (a) Les spécifications structurelles, Procédure 0~5	19
1.3.5.2 (b) Contrainte admissible (Procédure 1, 2 et 3)	19
1.3.5.3 (c) La hauteur, la force, ect (Procédure 1).....	19

1.3.5.4 (d) Limite d'inter-étage (Procédure 2, 3 et 4)	20
1.3.5.5 (e) La rigidité, l'excentricité (Procédure 2) :	20
1.3.5.6 (f) La résistance et la ductilité (Procédure 2) :	22
1.3.5.7 (g) La capacité latérale ultime (Procédure 3)	22
1.3.5.8 (h) Limite des dommages (Procédure 3)	23
1.3.5.9 (i) La limite de sécurité (procédures 4)	24
1.3.5.10 (j) Analyse par historique temporel de la réponse (procédure [4])	24
1.3.6 Charge sismique et spectres de réponse	25
1.3.6.1 La force sismique latéral au-dessus du niveau du sol (procédure [1], [2] et [3]) :	25
1.3.6.2 Accélération de spectre de réponse (Spécification structurelle (h), (i) et (j) procédure [4] et [5])	28
1.3.6.3 La force sismique sur les sous-sols (procédure [1], [2], [3] et [4]) :	29
1.4 Comparaison entre le RPA99/v2003 et le BCJ1980 :	31
1.4.1 Classification des sites	31
1.4.2 Le spectre de réponse élastique	31
1.4.3 Classifications des zones	31
1.4.4 Classifications des ouvrages	31
1.4.5 Classe de ductilité des structures	32
1.4.6 Coefficients de comportement	32
1.4.7 L'excentricité et irrégularités	32
1.4.8 Coefficient d'accélération	32
1.4.9 Analyse de la structure et calcul des efforts sismiques	33
1.4.9.1 Méthodes de calcul de la force sismique	33
1.4.9.2 Comparaison d'analyse modale de la structure	33
1.4.9.3 Méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base	34
1.4.10 Les paramètres des combinaisons d'action	34
1.4.11 Influence de variation de site sur le Spectre de réponse	34
1.4.12 Les périodes d'estimation	35
1.5 Conclusion	36
Chapitre 2	37
PRESENTATION DE L'OUVRAGE	37
2.1 Introduction	37
2.2 Présentation de l'ouvrage	37
2.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment	37
2.4 Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisés :	38
2.5 Descente de charge	39
2.5.1 Les planchers	39

2.5.2	Mur extérieur	42
2.5.3	Mur intérieur.....	43
2.5.4	Les escaliers.....	43
2.5.5	Les balcons.....	45
2.6	Pré dimensionnement des éléments non structuraux :	45
2.6.1	Plancher	45
2.6.2	Les poutrelles.....	46
2.6.3	L'Acrotère	47
2.7	Pré dimensionnements des éléments structuraux :	47
2.7.1	Les poutres :	47
2.7.2	Les poteaux :	49
2.7.3	Les voiles :	53
2.8	Etude des éléments secondaires	53
2.8.1	Etude des planchers :	53
2.8.1.1	Les poutrelles :	53
2.8.2	Etude des escaliers :	59
2.8.2.1	Pré dimensionnement des escaliers :	60
2.8.2.2	Calcul des sollicitations :	61
2.8.2.3	La poutre palière:	61
2.8.3	Etude de l'acrotère :	62
2.8.3.1	Dimensionnement de L'acrotère :	62
2.8.3.2	Calcul des sollicitations :	63
2.8.3.3	Calcul de l'excentricité :	63
2.8.4	Etude de Balcon :	64
2.8.4.1	Evaluation des charges :	65
2.8.4.2	Combinaisons des charges :	65
2.8.4.3	Calcul des sollicitations :	65
2.9	Conclusion :	66
Chapitre 3		67
ETUDE SISMIQUE COMPARATIVE		67
3.1	Introduction	67
3.2	Modélisation de la structure étudiée	67
3.3	Choix du type de contreventement.....	68
3.4	Les Règles Parasismique Algériennes RPA99/2003	68
3.4.1	Choix de la méthode du calcul.....	68
3.4.2	Calcul de Vstatique	69
3.4.2.1	Coefficient d'accélération de zone « A »	69

3.4.2.2 Coefficient de comportement « R »	69
3.4.2.3 Facteur d'amplification dynamique moyen « D ».....	69
3.4.2.4 Distribution des voiles	70
3.4.2.5 Calcul du facteur d'Amplification D	73
3.4.2.6 Facteur de qualité « Q ».....	73
3.4.2.7 Poids totaux de la structure.....	75
3.4.3 Détermination des paramètres des combinaisons d'action.....	76
3.4.4 Spectre de réponse.....	76
3.4.5 Vérification de l'effort tranchant a la base.....	76
3.4.6 Vérification des critères de régularité :	78
3.4.6.1 Régularité en plan.....	78
3.4.6.2 Régularité en élévation	79
3.4.7 Vérification de coefficient de comportement R.....	79
3.4.8 Vérification des déplacements latéraux inter étages.....	80
3.4.9 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	82
3.4.10 Vérifications de l'effort normal réduit sous combinaisons sismiques	84
3.5 Le code parasismique japonais BCJ1980	85
3.5.1 La procédure du calcul :	85
3.5.2 Calcul l'effort tranchant	85
3.5.2.1 Niveau 1 « vérification de la limite des dommages ».....	86
3.5.3 Vérification d'inter étage	89
3.5.4 Le rapport de rigidité Rs :	90
3.5.5 Le rapport d'excentricité	92
3.5.5.1 Niveau 2 « vérification de la limite de sécurité »	93
3.5.6 Exigences minimales spécifiées	98
3.6 L'analyse comparative entre le RPA et le BCJ et l'interprétation des	
résultats.....	100
3.6.1 Les méthodes d'analyse.....	100
3.6.2 Les modes de vibration.....	100
3.6.3 Comparaison des résultats obtenu dans le RPA et le BCJ.....	102
3.7 Conclusion	105
CONCLUSION GENERALE.....	106

Liste des Tableaux

Tableau 1-1: Classification des sites selon RPA99/v2003	3
Tableau 1-2: Valeur des périodes caractéristiques en fonction de la catégorie du site	4
Tableau 1-3: Valeur de ξ (%).....	5
Tableau 1-4 : Valeur du coefficient CT	5
Tableau 1-5: Les zones sismique en Algérie.....	6
Tableau 1-6: Classification des ouvrages selon le RPA99/v2003	7
Tableau 1-7: Classifications des ouvrages, coefficient d'accélération de zone A8	
Tableau 1-8: Limites des décrochements en élévation.....	9
Tableau 1-9: Facteur de Comportement selon le RPA99/v2003.....	10
Tableau 1-10: valeur de période caractéristique T1 et T2.....	11
Tableau 1-11: Choix de la méthode de calcul dans le RPA	12
Tableau 1-12: Coefficient de pondération β	13
Tableau 1-13: Valeurs des pénalités P_q	14
Tableau 1-14: Le facteur des caractéristiques structurales $*D_s$ BCJ1980	23
Tableau 1-15: Le facteur F_s	23
Tableau 1-16: Le facteur F_e	23
Tableau 1-17: Le spectre de réponse élastique R_t au Japan	27
Tableau 1-18: Valeur du période caractéristique en fonction de la catégorie de sites selon BCJ1980.....	28
Tableau 1-19: La classifications des zones sismiques selon RP et le BCJ.....	31
Tableau 1-20: La ductilité des structures selon RPA et le BCJ.....	32
Tableau 1-21: Les méthodes d'analyse entre le RPA et BCJ	33
Tableau 1-22: L'effort tranchant à la base entre RPA99/V2003 et BCJ1980.....	34
Tableau 2-1: Les dimensions en élévation.....	38
Tableau 2-2: Les caractéristiques du béton utilisé	38
Tableau 2-3: Les caractéristiques de l'acier.....	39
Tableau 2-4: Charges et surcharges de la terrasse accessible	39
Tableau 2-5: Charges et surcharges de la terrasse inaccessible.....	40
Tableau 2-6: Charges et surcharges d'étage courant.....	41
Tableau 2-7: La Descente de charges du Mur extérieur.....	42
Tableau 2-8: La Descente de charges du Mur intérieur	43
Tableau 2-9: Charges et surcharges de palier	44
Tableau 2-10: Charges et surcharges de la paillasse.....	44
Tableau 2-11: Charges et surcharges de Balcon.....	45
Tableau 2-12: Vérifications au flambement des poteaux	52
Tableau 2-13: Récapitulation du prédimensionnement des poteaux et poutres .	52
Tableau 2-14: Schéma statique de types des poutrelles pour RDC,1er,2ème,3ème étage.....	54

Tableau 2-15: Schéma statique de types de poutrelles pour 4 ^{ème} étage	55
Tableau 2-16: Schéma statique de type de poutrelles pour terrasse accessible..	56
Figure 1-1: Types des poutrelles pour terrain inaccessible	
Tableau 2-17: Schéma statique de types des poutrelles pour terrasse inaccessible.	57
Tableau 2-18: Les charges et surcharges en ELU et ELS.....	58
Tableau 2-19: Pré dimensionnement des escaliers.....	60
Tableau 2-20: Calcul des sollicitations de paillasse et palier.....	61
Tableau 2-21 : Calcul des sollicitations de l'acrotère	63
Tableau 2-22: Calcul des sollicitations de balcon.....	66
Tableau 3-1: Participation massique modale selon RPA	72
Tableau 3-2: Choix de la période	73
Tableau 3-3: Les valeurs des pénalités	75
Tableau 3-4 : Poids propres de chaque étage de la structure	75
Tableau 3-5: Les paramètres sismique selon le RPA	75
Tableau 3-6: Comparaison entre l'effort statique et dynamique	77
Tableau 3-7: Vérification de l'excentricité selon RPA	78
Tableau 3-8: Vérification de coefficient de comportement R.....	80
Tableau 3-9: Vérification des déplacements inter étages dans la direction X....	81
Tableau 3-10: Vérification des déplacements inter étages dans la direction Y..	82
Tableau 3-11: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens xx.....	83
Tableau 3-12: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens yy.....	84
Tableau 3-13: Vérifications de l'effort normal réduit selon le RPA.	85
.Tableau 3-14: La zone sismique avec RPA et BCJ	86
Tableau 3-15: Le spectre de réponse élastique R_t au Japan	87
Tableau 3-16: Le facteur de distribution vertical A_i selon BCJ	88
Tableau 3-17: L'effort tranchant Q_i selon BCJ.....	89
Tableau 3-18: L'angle de déformation R_i dans les deux sens X et Y.....	90
Tableau 3-19: Le rapport de rigidité R_s dans la direction X.....	91
Tableau 3-20: Le rapport de rigidité R_s dans la direction Y	91
Tableau 3-21: Le rapport d'excentricité dans la direction X	92
Tableau 3-22: Le rapport d'excentricité dans la direction Y	93
Tableau 3-23: La capacité latérale ultime Q_{ud}	95
Tableau 3-24: Vérification d'inter-étage	95
Tableau 3-25: Le rapport de rigidité R_s de niveau 2 dans la direction X.....	96
Tableau 3-26: Le rapport de rigidité R_s dans la direction Y	96
Tableau 3-27: Le rapport de rigidité F_s	97
Tableau 3-28: Le rapport d'excentricité F_e	97
Tableau 3-29: La capacité latérale ultime Q_{un} à chaque étage dans le sens X ..	97
Tableau 3-30: La capacité latérale ultime Q_{un} à chaque étage dans le sens Y ..	98
Tableau 3-31: Exigences minimales spécifiées selon X	99
Tableau 3-32: Exigences minimales spécifiées selon Y	99
Tableau 3-33: Comparaison des méthodes d'analyse entre le RPA et BCJ.....	100
Tableau 3-34: Participation massique modale selon RPA.....	101

.Tableau 3-35: Participation massique modale selon BCJ.....	101
Tableau 3-36: Comparaison l'effort tranchant à la base	102
Tableau 3-37 : Récapitulatif des paramètres d'étude pour les deux règlements	103

Liste des Figures

Figure 2-15: Types des poutrelles pour terrain inaccessible	xiv
Figure 1-1: Facteur d'amplification dynamique moyen D	4
Figure 1-2: Carte de Zonage sismique en Algérie	6
Figure 1-3: Régularité en plan	8
Figure 1-4: spectres de réponse élastique pour les sols des classes S1 à S4 selon RPA	11
Figure 1-5: Vérifications nécessaires pour l'étude sismique	15
Figure 1-6: Les procédures de conception parasismique des bâtiments au Japan	18
Figure 1-7: Le rapport de rigidité R_s de chaque étage.....	21
Figure 1-8 : Rapport de rigidité-excentricité R_e dans les sens X et Y	21
Figure 1-9: Facteur de forme.....	24
Figure 1-10: Concept de réponse basée sur les performances et de la méthode de capacité limite procédure [4]	24
Figure 1-11: Facteur de zone sismique Z	26
Figure 1-12: Le facteur de distribution verticale A_i	26
Figure 1-13: Coefficient spectral R_t	27
Figure 1-14: Accélération de spectre de réponse dans la limite des dommages et la limites de sécurité.....	29
Figure 1-15: Force sismique lateral QB	30
Figure 1-16: Coefficient sismique pour les sous-sols.....	30
Figure 1-17: Comparaison des spectres élastiques entre RPA et BCJ (sol dur). 35	
Figure 1-18: Comparaison des périodes d'estimation entre RPA et le BCJ.	35
Figure 2-1: Les dimensions en plan	38
Figure 2-2: Plancher corps creux	41
Figure 2-3: Coupe verticale du mur extérieur	42
Figure 2-4: Coupe verticale du mur intérieur	43
Figure 2-5: Plancher à corps creux	46
Figure 2-6: Les dimensions d'une poutrelle	46
Figure 2-7: Dimension de l'acrotère	47
Figure 2-8: Dimension de la poutre principales	48
Figure 2-9: Dimension de la poutre secondaire	49
Figure 2-10: La section le plus sollicité du poteau.....	50
Figure 2-11: Coupe du voile en élévation	53
Figure 2-12: Types des poutrelles pour RDC ,1ere, 2eme, 3eme étage.....	54
Figure 2-13: Types des poutrelles pour 4ème étage.....	55
Figure 2-14: Types des poutrelles pour 5ème étage.	56

Figure 2-15: Types des poutrelles pour terrain inaccessible	57
Figure 2-16: Schéma d'un escalier.....	59
Figure 2-17: Schéma statique d'un escalier	61
Figure 2-18: Schéma de l'acrotère.....	62
Figure 2-19: Schéma géométriques de l'acrotère.....	62
Figure 2-20: Schématisation de l'acrotère	63
Figure 2-21: Schéma statique des deux types de balcon	65
Figure 3-1: Modélisation de la structure étudiée par SAP2000.....	68
Figure 3-2: Disposition des voiles	71
Figure 3-3: La courbe de spectre de réponse (RPA).....	76
Figure 3-4 : Déplacement relatif sous l'effet sismique dans la sens Ex , Ey	81
Figure 3-5: Conception de réponse sismique japonais, S_a	87
Figure 3-6: Spectre de réponse BCJ1980 (niveau1)	87
Figure 3-7: Le spectre élastique de niveau 2 pour $C_0=1$	94
Figure 3-8: Comparaison des accélérations des deux premiers modes selon RPA et BCJ	102
Figure 3-9: Comparaison des spectres élastiques de RPA et BCJ	104

INTRODUCTION GENERALE

La construction parasismique est le moyen le plus sûr pour concevoir des bâtiments et des infrastructures qui résistent aux séismes en minimisant les dommages et en protégeant la vie des occupants, une construction doit être conçue avec des éléments porteurs, des matériaux et un contreventement adéquat, en respectant les règles parasismiques, en assurant une exécution de qualité et en tenant compte des principes de l'architecture parasismique.

La conception parasismique repose sur un ensemble de principes fondamentaux qui permettent de concevoir des structures capables de résister aux secousses sismiques sans s'effondrer telle que la simplicité, la continuité, la régularité en plan et en élévation, raideur et résistance à la torsion, diaphragmes, largeur des contreventements et des fondations.

L'objectif initial de ce projet est de présenter le code parasismique du Japon, et de le comparer au règlement parasismique Algérien.

Ensuite une étude d'un bâtiment à usages multiples de type (R+6) a été faite, en appliquant les règles parasismiques algériennes (RPA 99/2003) et le code japonais (BCJ). Il s'agit également de comparer les recommandations des deux règlements et d'analyser les résultats obtenus.

Le bâtiment à étudier est situé dans la wilaya d'Oran, classée en zone IIa selon le règlement parasismique algérien. L'étude sera réalisée en conformité avec les règles CBA 93 et les règles parasismiques algériennes (RPA 99/2003). Les recommandations du code japonais (BCJ) seront également prises en compte dans une 2ème étape.

Afin d'atteindre nos objectifs nous avons organisé notre mémoire en trois chapitres avec une introduction générale et une conclusion générale.

Dans le premier chapitre, nous avons d'abord présenté le règlement parasismique algérien RPA99/V03, puis le règlement parasismique japonais (BCJ) avec une comparaison théorique entre les deux codes.

Le deuxième chapitre est consacré à l'état de l'ouvrage. Il présente une revue détaillée sur l'ouvrage, par la suite on fait le prédimensionnement et descente de charges des éléments structuraux et non structuraux

Le troisième chapitre présente l'étude comparative entre le règlement parasismique algérien RPA et le code sismique du Japon BCJ avec l'interprétation des résultats obtenue.

Nous terminons notre travail par une conclusion générale qui regroupe l'ensemble des remarques tirées des résultats obtenus.

Chapitre 1

INTRODUCTION DES REGLEMENTS PARASISMIQUES RPA99/V2003 ET BCJ1980

1.1 Introduction

La conception sismique des ouvrages utilise des règles visant à assurer la protection de la vie humaine et à limiter les dommages que peuvent subir les ouvrages durant des secousses sismiques.

Dans ce contexte, les réglementations parasismiques jouent un rôle essentiel en définissant les exigences minimales que les structures doivent respecter pour résister aux séismes.

En Algérie, la version actuelle utilisée est nommée le règlement parasismique algérien RPA 99/v2003 « DTR BC 2-48 », et qui a été approuvé par la commission technique permanente lors de sa réunion du 4 Décembre 1999.

En Japan, la version 1980 est l'introduction d'une conception parasismique en deux phases : La méthode des contraintes admissibles a été utilisée pour la conception parasismique en première phase, visant la sécurité et la fonctionnalité des bâtiments lors d'une activité sismique modérée et la conception parasismique en deuxième phase, qui est basée sur la résistance ultime, a été ajoutée pour assurer la sécurité contre les forts mouvements sismiques.

Ce chapitre vise à introduire les deux règlements parasismiques RPA99/V2003 et le BCJ1980.

1.2 Les règles parasismiques algériennes (RPA99/v2003, 2003)

Cette règle constitue un ensemble de normes de conception extrêmement avancées (critères de classification, règles de calcul, justifications de sécurité, structures en béton armé, structures en acier, structures en maçonnerie porteuse chaînée, fondations et murs de soutènement).

Ces normes visent à garantir la protection des vies humaines et de réduire les dégâts que la structure peut subir lors d'un séisme.

1.2.1 Classification des sites (RPA99/v2003, 2003) :

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.

De plus, les résultats d'essais tels que le pénétromètre statique, le SPT (N), le pressiomètre et la résistance en compression simple peuvent être utilisés pour classer un site, comme indiqué dans le tableau ci-dessous :

$$V_s = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{V_{si}} \right)}$$

Avec

V_{si} : Vitesse d'onde de cisaillement à travers la couche (i) d'épaisseur h_i .

Tableau 1-1: Classification des sites selon RPA99/v2003

	Description	q_c (MPa)	N	P_l (MPa)	E_p (MPa)	q_u (MPa)	V_s (m/s)
S₁	Rocheux	-	-	>5	>100	>10	≥ 800
S₂	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0,4	≥ 400 < 800
S₃	Meuble	1,5-1,5	10~5	1~2	5~20	01~0,4	≥ 200 < 400
S₄	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle	<1,5	<10	<1	<5	<0,1	≥ 100 < 200

1.2.2 Le facteur d'amplification dynamique D :

Le facteur d'amplification dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

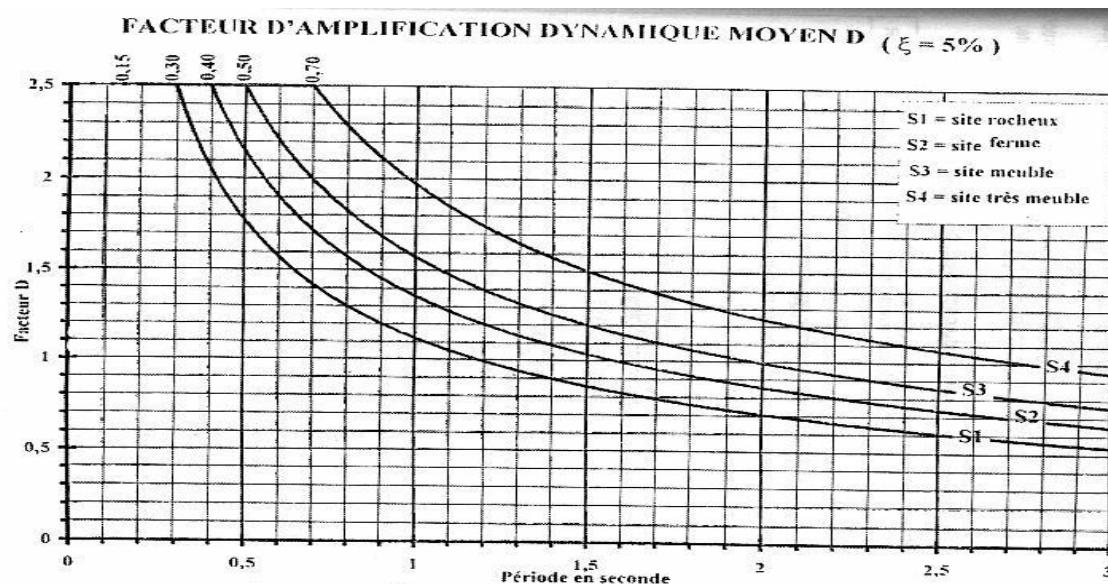


Figure 1-1:Facteur d'amplification dynamique moyen D

Le facteur d'amplification D est déterminée par les formules suivantes :

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

T_2 : est la période caractéristique liée à la catégorie du site.

La période caractéristique dépend de la catégorie du site. Le RPA99/v2003 classe les sites en quatre (04) catégories en fonction des caractéristiques mécaniques des sols.

Tableau 1-2: Valeur des périodes caractéristiques en fonction de la catégorie du site

Type du sol	La période caractéristique T1	La période caractéristique T2
S1 : Site Rocheux	0,15	0,30
S2 : Site ferme	0,15	0,40
S3 : Site meuble	0,15	0,50
S4 : Site Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile molle	0,15	0,70

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

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

Quant $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$

Tableau 1-3: Valeur de ξ (%)

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

La Période fondamentale T

Il est possible d'estimer la valeur de la période fondamentale (T) de la structure en utilisant des formules empiriques ou à partir de méthode numérique ou analytique.

La formule empirique recommandée est la suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, qui dépend du système de contreventement et du type de remplissage, est indiqué dans le tableau ci-dessous.

Tableau 1-4 : Valeur du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portique auto stable en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portique auto stable en béton armé ou acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
	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 cette formule :

$$T = 0,09h_N\sqrt{D}$$

Avec,

D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas, il est nécessaire de choisir, pour chaque direction envisagée, la plus petite valeur entre les formules de la période T.

$$T = \min(C_T h_N^{\frac{3}{4}}; 0,09h_N/\sqrt{D})$$

Les valeurs de T, calculées par des méthodes numériques ou analytiques, ne doivent pas dépasser de plus de 30 % celles estimées par une formule empirique appropriée.

1.2.3 Classification des zones

D'après l'amélioration du RPA99/v2003, le territoire national Algérien est distribué en quatre (04) zones de sismicité croissante, délimitées sur la carte des zones de sismicité dans la **Figure 1-2**.

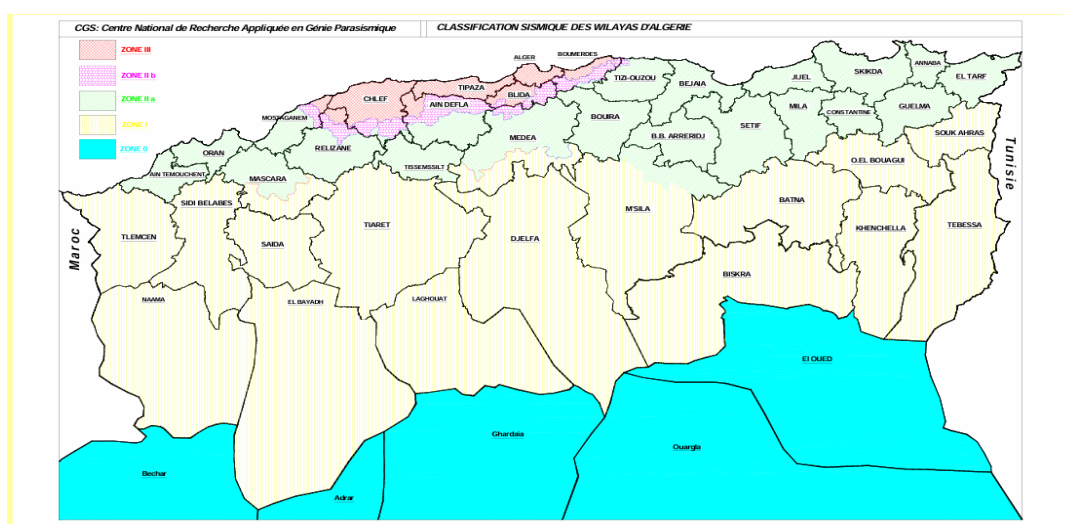


Figure 1-2: Carte de Zonage sismique en Algérie

Le **Tableau 1-5** donne le degré de sismicité de chaque zone.

Tableau 1-5: Les zones sismique en Algérie

RPA99/V2003	
Zone 0	Sismicité négligeable
Zone I	Sismicité faible
Zone II a et Zone II b	Sismicité moyenne
Zone III	Sismicité élevée

1.2.4 Classifications des Ouvrages :

Le degré de sécurité requis par le code pour chaque type de structure varie selon le type d'occupation du bâtiment. Les périodes de retour suivantes, 500, 100 et 50 ans, sont attribuées aux structures des catégories suivantes

Tableau 1-6: Classification des ouvrages selon le RPA99/v2003

Groupes	Bâtiments
1A	Ouvrages d'importance vitale : - Bâtiments abritant les centres de décisions stratégiques. - Bâtiments abritant le personnel et le matériel de secours (ou) de défense nationale. - Bâtiments des établissements publics de santé ...etc.
1B	Ouvrages de grande importance : - Ouvrages abritant fréquemment de grands rassemblements de personnes (mosquée, université, constructions sportives...)
2	Ouvrages courants ou d'importance moyenne : - Bâtiments d'habitation collective ou à usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. - Parking de stationnement public...
3	Ouvrages de faible importance : - Bâtiments industriels ou agricoles abritant des biens de faible valeur. - Bâtiments à risque limité pour les personnes. - Constructions provisoires

Dans le RPA99/v2003, la catégorie d'importance de la structure est utilisée pour déterminer le facteur d'accélération de zone, les coefficients d'accélération zonaux sont définis dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1-7:Classifications des ouvrages, coefficient d'accélération de zone A

Groupe	I	II a	II b	III	Classification des ouvrages selon leur Importance
1A	0,15	0,25	0,30	0,40	Ouvrages d'importance vitale
1B	0,12	0,20	0,25	0,30	Ouvrages de grande importance
2	0,10	0,15	0,20	0,25	Ouvrages courants
3	0,07	0,10	0,14	0,18	Ouvrages de faible importance

1.2.5 Classification des ouvrages selon leur configuration :

Chaque bâtiment devra être classé en fonction de sa configuration en plan et en élévation, comme étant un bâtiment régulier ou non, au regard des critères mentionnés ci-après :

A. Régularité en plan

À chaque niveau et pour chaque direction de conception, la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne doit pas dépasser 15 % de la dimension du bâtiment perpendiculaire à la direction considérée de l'action sismique.

La forme du bâtiment doit être compacte, avec un rapport longueur/largeur inférieur ou égal à quatre.

La somme des dimensions des parties rentrantes et des retraits dans une direction donnée ne doit pas dépasser 25 % de la dimension globale du bâtiment dans cette direction.

La surface totale des ouvertures de plancher doit être inférieure à 15 % de la surface totale du plancher.

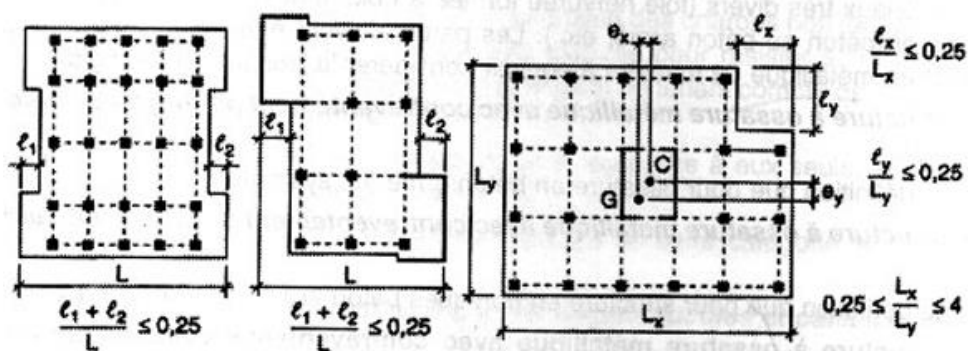


Figure 1-3: Régularité en plan

B. Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne doit pas présenter d'élément porteur vertical discontinu dont la charge n'est pas transmise directement à la fondation.

Le rapport de masse et le rapport de rigidité de deux niveaux successifs doivent être inférieurs ou égaux à 25 % dans la direction considérée de l'action sismique.

En cas de retraits en élévation, la variation des dimensions horizontales du bâtiment entre deux niveaux successifs ne doit pas dépasser 20 % dans les deux directions de calcul, en diminuant en hauteur. La plus grande dimension horizontale du bâtiment ne doit pas dépasser 1,5 fois sa plus petite dimension.

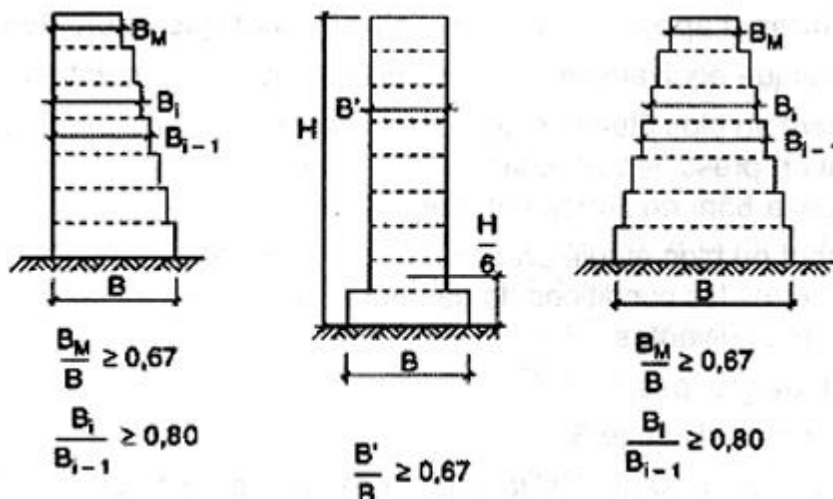


Tableau 1-8:Limites des décrochements en élévation

1.2.6 Le coefficient de comportement R :

Le coefficient de comportement R, Sa valeur unique est donnée par le **Tableau 1-9** en fonction du système de contreventement, En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

Tableau 1-9:Facteur de Comportement selon le RPA99/v2003

A	Béton armé	Valeur de R
1a	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2
B	ACIER	Valeur de R
7	Portiques autostables ductiles	6
8	Portiques autostables ordinaires	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	Portiques en console verticale	2
C	Maçonnerie	Valeur de R
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5
D	Autres systèmes	Valeur de R
13	Ossature métallique contreventés par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventés par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventés par voiles en béton armé	3,5
16	Ossature métallique avec contreventement	4
17	Noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	2

1.2.7 Le spectre de réponse élastique

Les règlements parasismiques algériens utilisent un spectre de réponse élastique horizontale unique.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

- **T** : La période fondamentale du bâtiment.

- **A** : coefficient d'accélération de zone **Tableau 1-7**.
- **η** : facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}}$$

- **ξ** : pourcentage d'amortissement critique **Tableau 1-3**
- **T_1, T_2** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Tableau 1-10: valeur de période caractéristique T1 et T2

Site	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_1(s)$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_2 (s)$	0,30	0,40	0,50	0,70

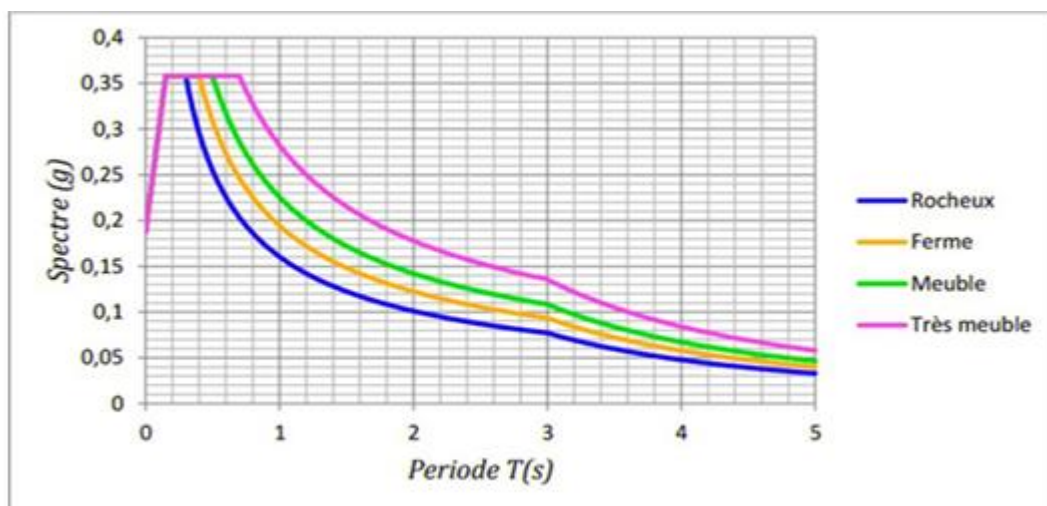


Figure 1-4: spectres de réponse élastique pour les sols des classes S1 à S4 selon RPA

1.2.8 Les méthodes de calcul

Selon le RPA99/v2003 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes.

Tableau 1-11: Choix de la méthode de calcul dans le RPA

RPA99/v2003	Méthodes	Conditions d'application de la méthode
	La méthode statique équivalente	Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation - une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III -selon le groupe d'usage
	La méthode d'analyse modale	La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise
	La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes	Elle peut être utilisée au 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.

1.2.9 Les combinaisons sismiques :

Les ondes sismiques se trouve généralement dans le plan horizontal XY. Pour notre règlement parasismique algérien RPA99/V2003, il existe 3 combinaisons d'action sismique selon les deux directions (X et Y).

$$\begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

G: Charge permanente

Q: Charge d'exploitation

Ex, y: Action sismique suivant les deux axes principaux de la structure

1.2.10 L'effort tranchant à la base

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée de manière séquentielle dans deux directions horizontales orthogonales en suivant la formule.

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

Où,

- A : Coefficient d'accélération sismique de la zone
- R : Facteur de comportement
- Q : Facteur de qualité
- D : Facteur d'amplification dynamique

Le poids sismique W est donné par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

- W_{Gi} : Poids des charges permanentes et des équipements fixes futurs
- W_{Qi} : Charges d'exploitation
- β : Coefficient de pondération dépendant de la nature et de la durée de la charge d'exploitation présenter dans le tableau suivant :

Tableau 1-12: Coefficient de pondération β

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilées	0.20
2	Bâtiment recevant du public temporairement : -Salles d'exposition, de sport, lieux de culte salles de réunions avec places debout. -Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunion avec places assises	0.30 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

Facteur de qualité Q Le facteur de qualité de la structure dépend de plusieurs éléments, notamment :

- La redondance et la géométrie des éléments constitutifs.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la **formule** :

$$Q = 1 + \sum_{1}^6 P_q$$

P_q : représente la pénalité à appliquer en fonction de la satisfaction ou non du critère de qualité q. Sa valeur est indiquée dans le **Tableau 1-13**

Les critères de qualité “q” à vérifier sont :

- Conditions minimales sur les files de contreventement
- Redondance en plan
- Régularité en plan
- Régularité en élévation

- Contrôle de la qualité des matériaux
- Contrôle de la qualité de l'exécution

Tableau 1-13: Valeurs des pénalités P_q

Critères q	P_q	
	Observé	Non 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	0,05

1.2.11 Justification de la sécurité¹

Selon la version 2003 du RPA 99, les objectifs de sécurité de la structure exposée aux effets de l'action sismique sont considérés comme atteints si les critères relatifs à la résistance, la ductilité, l'équilibre global, la stabilité des fondations, les joints sismiques, les déformations et la stabilité de forme (effet P- Δ) sont satisfaits simultanément ²

¹ [RPA99_v2003.pdf](#)

² [Chapitre V corrigé.pdf \(univ-tiaret.dz\)](#)

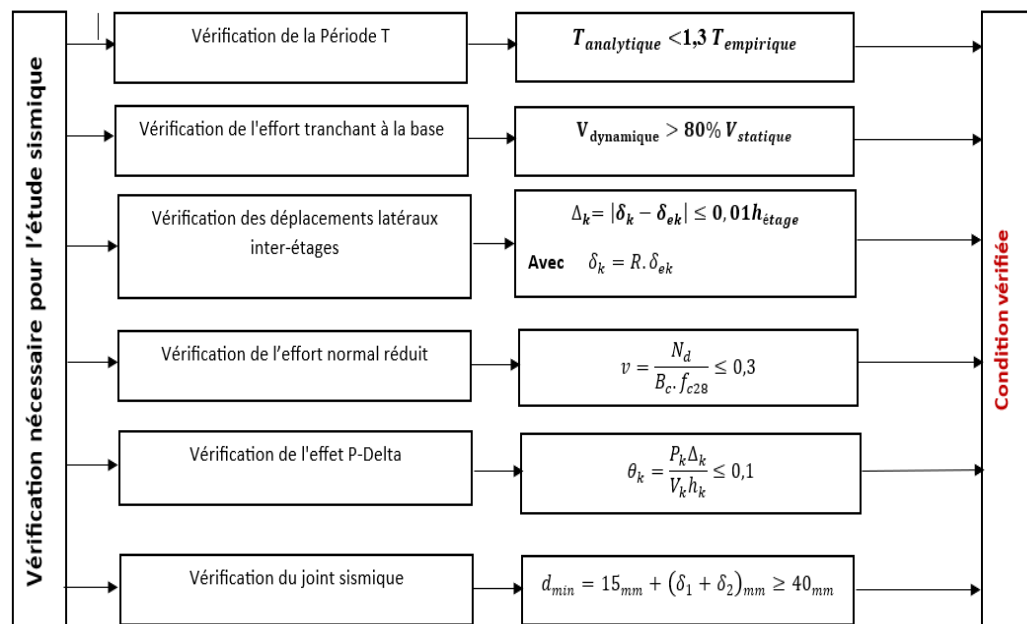


Figure 1-5: Vérifications nécessaires pour l'étude sismique

1.3 Le code parasismique japonais bcj1980

La conception parasismique en deux niveaux était l'un des particularités la plus importante du code sismique révisé en 1981. Le premier niveau de la conception parasismique a été basée sur la méthode des contraintes admissibles, dans le but de garantir la sécurité et la fonctionnalité des bâtiments lors d'une activité sismique modérée. Le deuxième niveau de la conception parasismique, qui repose sur la résistance ultime, a été ajoutée pour assurer la sécurité contre les forts séismes.

1.3.1 Le développement de code parasismique au Japon

1891 : la formation du Comité d'investigation des tremblements de terre.

1932 : l'introduction du coefficient sismique.

1986 : la révision du cisaillement des armatures des colonnes en béton armé.

1987 : l'adoption d'une nouvelle méthode de conception parasismique.

1995 : la révision du facteur de forme et l'introduction de la loi sur la promotion de la modernisation sismique.

2011 : une nouvelle notification pour les bâtiments d'évacuation des tsunamis.

- **La nouvelle méthode de conception parasismique au Japon 1980³**

Toute conception parasismique doit en premier déterminer la charge sismique et deuxièmement développer une structure capable de résister à cette charge.

La nouvelle méthode de 1981 présente plusieurs caractéristiques distinctives :

³ [M6_Ishiyama.pdf](#)

- Introduction de deux niveaux de mouvements sismiques (mouvements sismiques violents et modérés)
- Formule unique pour évaluer les forces sismiques pour les bâtiments à courte période naturelle ainsi qu'à période naturelle plus longue
- Coefficient de cisaillement sismique au lieu du coefficient sismique
- Prise en compte de l'équilibre structurel en plan et en élévation (dérive des étages et facteur de forme pour tenir compte de la rigidité et de l'excentricité)
- Facteur caractéristique structurel pour tenir compte de la résistance et de la ductilité, etc ⁴

1.3.2 Méthode de calcul ⁵

Au Japon, dans le BCJ1980 on a 3 méthodes d'analyse :

- L'analyse statique linéaire. Cette méthode est acceptée pour vérifier la résistance des bâtiments aux mouvements sismiques modérés qui peuvent se produire occasionnellement pendant leur durée de vie et ne causer que des dommages minimes.
- L'analyse statique non linéaire (push over) ou la méthode de distribution articulaire. Ces dernières sont utilisées pour évaluer la capacité ultime des bâtiments afin de garantir qu'ils ne s'effondrent pas et ne mettent pas des vies humaines en danger lors de séismes violents (tremblements de terre extrêmement rares) qui se produiraient exceptionnellement pendant leur durée de vie.
- L'analyse non linéaire dynamique par historique de réponse. Cette méthode peut être utilisée sous réserve d'une certification délivrée par le Ministère du Territoire, des Infrastructures, des Transports et du Tourisme (MLIT).

1.3.3 Facteur d'importance⁶

Dans le code parasismique au Japon BCJ 1980 il n'y a pas de classification des bâtiments en fonction de l'occupation.

Un bâtiment doit être classé dans l'un des quatre groupes en fonction de la hauteur, cette classification a pour but de sélectionner la procédure de conception parasismique.

1.3.4 La conception parasismique des bâtiments ⁷

1.3.4.1 Exigences structurelles

La conception d'un bâtiment doit tenir compte des exigences structurelles définies en fonction de sa typologie, de leur surface au sol, de leur hauteur conformément à la **Figure 1-6**.

- a. Spécification structurelle : Tous les bâtiments doivent être conformes aux spécifications structurelles (La procédure 3 peut assouplir certaines exigences, et

⁴ [E1-180-2011_IntEQEngMainA4E.pdf](#)

⁵ [2b-0087 \(17wcee, Ishiyama\) \(1\).pdf](#) (Page 7, Art 4.2)

⁶ [192-oZfU-119.pdf \(caee.ca\)](#) (Page.3)

⁷ [M6_Ishiyama.pdf](#)

les procédures 4 et 5 peuvent assouplir la plupart des exigences, à l'exception de la durabilité).

- b. Calcul des contraintes admissibles : Le but des calculs des contraintes admissibles est de garantir que la contrainte causée par le cisaillement sismique latéral lors d'un séisme modéré ne dépassent pas la contrainte admissible pour les charges temporaires (Ceci s'applique aux procédures 1, 2 et 3)
- c. Des limitations de hauteur, de résistance, etc. (ainsi que le calcul des contraintes admissibles et les spécifications structurelles) doivent être prises en compte pour assurer la sécurité sismique des bâtiments à petite hauteur (Cela correspond à la procédure 1).
- d. Limites d'inter-étage : Les limitations de déplacement du sol visent à interdire les éléments non structurels d'être endommagés par les séismes. (Les procédures 2, 3 et 4 sont également les mêmes).
- e. Limitation de rigidité et d'excentricité : la limitation de rigidité et d'excentricité vise à éviter la concentration des dommages sismiques dans une partie du bâtiment (Cela s'applique à la procédure 2.).
- f. Limitation de la résistance et de la ductilité : a pour objectif de fournir au bâtiment une résistance et une ductilité suffisantes pour faire face à des séismes violents (Cela est applicable pour la procédure 2.)
- g. Limitation de la capacité latérale ultime : la limite de la capacité latérale ultime est destinée à vérifier les performances sismiques en calculant la capacité latérale ultime d'un bâtiment lors d'un séisme sévère
- h. (S'applique à la procédure 3).
- i. La limite des dommages : la limite des dommages a pour objectif de garantir que les dégâts causés au bâtiment demeurent dans les limites acceptables en cas de séismes rares (Cela s'applique à la procédure 4).
- j. La limites de sécurité : les limites de sécurité visent à empêcher les bâtiments de s'effondrer lors d'un séisme très rare (Cela s'applique à la procédure 4).
- k. Analyse de réponse à l'historique temporel : l'objectif de l'analyse est de vérifier la sécurité sismique du bâtiment en analysant sa réaction à un historique des séismes passé (Cela est applicable pour la procédure 5.)

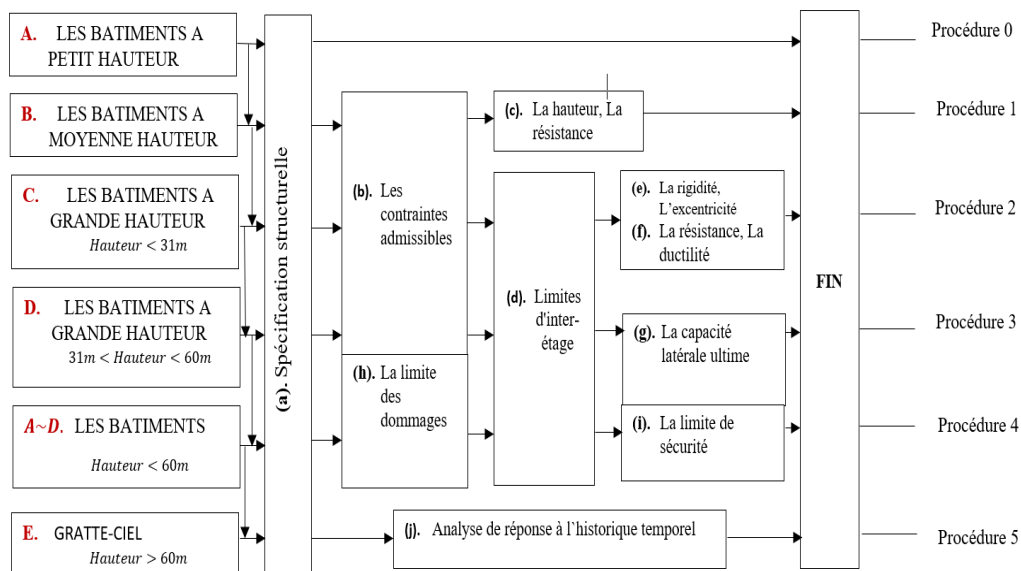


Figure 1-6: Les procédures de conception parasismique des bâtiments au Japan

1.3.4.2 Les procédures de conception sismique ⁸

Chaque séquence d'exigences structurelles désignées parmi (a) à (j) forme un itinéraire de conception sismique, de [0] à [5], comme suit **Figure 1-6**

- **Procédure [0]:** ne nécessite aucun calcul structurel. La sécurité sismique est réalisée par des spécifications structurelles (a). (Applicable aux bâtiments de petite taille **A**)
- **Procédure [1] :** nécessite le calcul de la contrainte admissible (b) et certaines limitations de la hauteur (c), de la résistance, etc. La sécurité sismique est réalisée avec le complément des spécifications structurelles (a). (Applicable aux bâtiments de petite et moyenne envergure **A-B**)
- **Procédure [2] :** nécessite le calcul de la contrainte admissible (b), et des limitations du dérive d'étage (d), de la rigidité et de l'excentricité (e), ainsi que de la résistance et de la ductilité (f). La sécurité sismique est réalisée avec le complément des spécifications structurelles (a). (Applicable aux bâtiments dont la hauteur < 31 m. **C**).
- **Procédure [3] :** nécessite le calcul de la contrainte admissible (b), la limitation de la dérive d'étage (d) et le calcul de la capacité latérale ultime (g). La sécurité sismique est réalisée avec le complément des spécifications structurelles (a) (certaines d'entre elles peuvent être atténuées). (Applicable aux bâtiments dont la hauteur ne dépasse pas 60 m **D**).
- **Procédure [4] :** nécessite des vérifications pour la limite de dommage (h), la limite de sécurité (i) et la limitation de la dérive d'étage (d). La sécurité sismique est réalisée avec le complément des spécifications structurelles (a) qui peuvent être atténuées sauf pour la durabilité. (Applicable aux bâtiments dont la hauteur ne dépasse pas 60 m. **A~D**)
- **Procédure [5] :** nécessite une analyse de la réponse historique (j) pour vérifier la sécurité sismique, et les spécifications structurelles (a) peuvent être atténuées sauf

⁸ [E1-180-2011_IntEQEngMainA4E \(1\).pdf](#)

pour la durabilité. (Applicable à tous les bâtiments, y compris ceux dont la hauteur dépasse 60 m. E)

1.3.5 Les détails des exigences structurelles ⁹

1.3.5.1 (a) Les spécifications structurelles, Procédure [0]~[5]

Les bâtiments doivent respecter les spécifications structurelles spécifiées par les normes de construction, règlement d'exécution de la loi, les notifications du ministère du Territoire, des Infrastructures, des Transports et du Tourisme (MLIT), les spécifications de l'Institut architectural du Japon (AIJ), etc.

Certaines spécifications peuvent ne pas être appliquées à la procédure 3, et les spécifications à l'exception de la durabilité peuvent être atténuées pour les procédures 4 et 5.

1.3.5.2 (b) Contrainte admissible (Procédure [1], [2] et [3])

Pour les actions courantes utilisées dans la détermination des contraintes admissibles habituelles sont comme suit :

$$G + P + K$$

- **G** : Contraintes dues à la charge permanent
- **P** : Charge due à la charge d'exploitation.
- **K** : Charge due à la charge sismique

1.3.5.3 (c) La hauteur, la force, ect (Procédure [1])

➤ **Procédure [1]** s'applique aux bâtiments en béton armé (à l'exception du sous-sol) qui répondent à tous les éléments suivants :

- 1) La hauteur maximum du bâtiment $\leq 20m$
- 2) À chaque niveau, les équations empiriques suivantes doivent être respectées :

$$\sum 2,5. \alpha. A_w + \sum 0,7. \alpha. A_c \geq Z. W. A_i$$

Où, α est le facteur d'ajustement qui varient entre 1 et $\sqrt{2}$, qui dépend de la résistance du béton F_c (N/mm²),

$$\alpha = \sqrt{\frac{F_c}{18}}$$

- **A_w** : est la surface horizontale des voiles dans la direction de la force sismique considérée en mm²
- **A_c** : est la surface horizontale des poteaux en mm².
- **Z** : est le facteur de zone sismique.
- **W** : est le poids de la structure étudiée.

⁹ [E1-180-2011_IntEQEngMainA4E \(3\).pdf](#)

- **Ai** : est le facteur de distribution verticale.

3) La contrainte de cisaillement Q_D ne dépasse pas la résistance admissible au cisaillement :

$$Q_D = \min[(Q_L + n \cdot Q_E); (Q_0 + Q_y)]$$

- Q_L : Est le cisaillement dû aux charges permanentes (qui peuvent être négligées pour les poteaux).
- n : doit être supérieur ou égal à 1,5 (2 pour les voiles) et 1 pour les constructions en béton armé à ossature métallique.
- Q_E : Est le cisaillement dû aux mouvements sismiques modérés.
- Q_0 : Est le cisaillement dû aux charges permanentes en supposant que les deux extrémités sont simplement appuyées (ce qui peut être négligé pour les poteaux).
- Q_y : Est le cisaillement en supposant que les deux extrémités fléchissent en flexion (pour l'extrémité supérieure du poteau, l'effet des poutres qui fléchissent en flexion peut être inclus).

1.3.5.4 (d) Limite d'inter-étage (Procédure [2], [3] et [4])

La dérive de chaque étage (à l'exception du sous-sol) d'un bâtiment causé par la force sismique pour des mouvements sismiques modérés définis ou par la force sismique latérale à la limite de dommage ne doit pas dépasser 1/200 de la hauteur de l'étage.

$$R_i = \frac{\delta_i}{h_i} < \frac{1}{200}$$

Cette valeur peut être portée à 1/120, si les éléments non structurels ne doivent pas subir des dommages importants à la limite de dérive d'étage accrue.

1.3.5.5 (e) La rigidité, l'excentricité (Procédure [2]) :

A. Le rapport de rigidité

Le rapport de rigidité latérale R_s de chaque étage (à l'exception du sous-sol) doit être égal ou supérieur à 0,6. Si un étage ne satisfait pas à cette condition, la structure doit être vérifiée pour sa capacité portante ultime aux charges latérales Q_{un} .

$$R_s = \frac{r_s}{\bar{r}_s}$$

- r_s : La rigidité latérale est définie comme le rapport entre la hauteur d'un étage et son déversement causé par la force sismique latérale pour des mouvements sismiques modérés prescrits dans la section 2.4(1) de la page 35.
- $\bar{r}_s$: La rigidité latérale moyenne est définie comme la moyenne arithmétique des rigidités latérales de r_s .

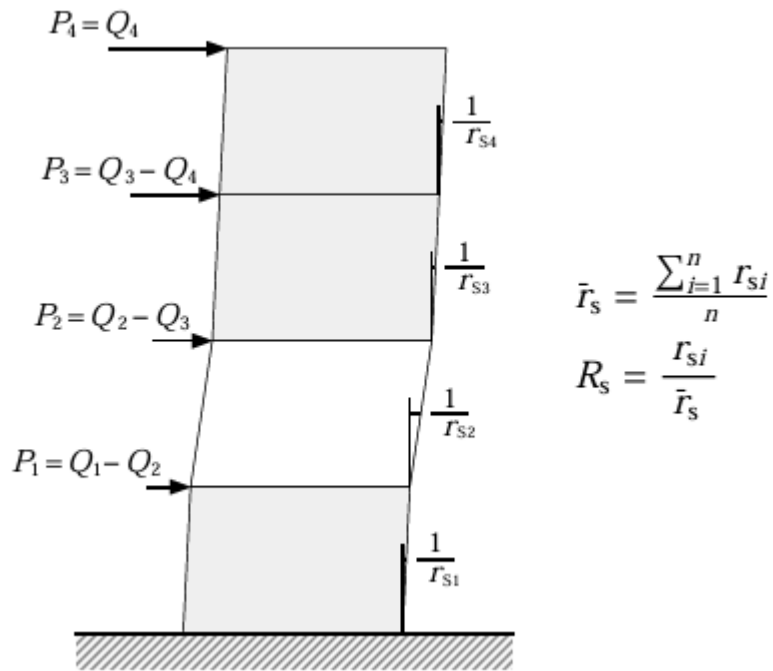


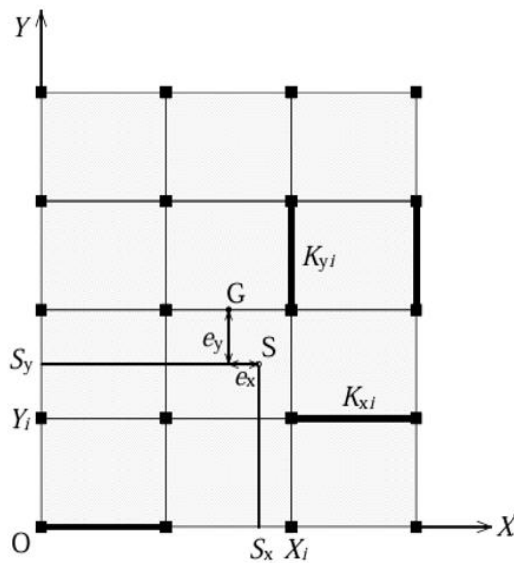
Figure 1-7:Le rapport de rigidité R_s de chaque étage

B. Rapport de rigidité-excentricité :

Le Rapport de rigidité-excentricité R_e de chaque étage (à l'exception du sous-sol) est défini comme suit :

$$R_e = \frac{e}{r_e} \leq 0,15$$

- e : Est l'excentricité du centre de rigidité par rapport au centre de masse.
- r_e : Est le rayon élastique, défini comme la racine carrée de la rigidité en torsion divisée par la rigidité latérale.



G : Centre de masse

S : Centre de rigidité

K_{xi}, K_{yi} : La rigidité latérale d'élément i dans les deux sens X et Y.

$$S_x = \frac{\sum (K_{yi} X_i)}{\sum K_{yi}} \quad S_y = \frac{\sum (K_{xi} Y_i)}{\sum K_{xi}}$$

$$K_r = \sum \{K_{xi} (Y_i - S_y)^2\} + \sum \{K_{yi} (X_i - S_x)^2\}$$

$$r_{ex} = \sqrt{\frac{K_r}{\sum K_{xi}}} \quad r_{ey} = \sqrt{\frac{K_r}{\sum K_{yi}}}$$

$$R_{ex} = \frac{e_y}{r_{ex}} \quad R_{ey} = \frac{e_x}{r_{ey}}$$

Figure 1-8 : Rapport de rigidité-excentricité R_e dans les sens X et Y

1.3.5.6 (f) La résistance et la ductilité (Procédure [2]) :

Pour les structures en béton armé ne dépassant pas 31 m de hauteur, les exigences minimales consistent à satisfaire l'une des trois conditions suivantes :

- 1) Chaque étage doit respecter la condition suivante dans les directions longitudinale et transversale :

$$\sum 2,5.A_w + \sum 0,7.A_c \geq 0,75.Z.W.A_i$$

Où α , A_w , A_c , Z , A et W_i sont les mêmes que dans l'Art.1.3.5.3

- 2) Chaque étage doit respecter la condition suivante dans les directions longitudinale et transversale :

$$\sum 1,8.A_w + \sum 1,8.A_c \geq Z.W.A_i$$

Où α , A_w , A_c , Z , A et W_i sont les mêmes que dans

- 3) Le rapport de la largeur totale de bâtiment sur la hauteur du bâtiment ≤ 4 .

1.3.5.7 (g) La capacité latérale ultime (Procédure [3])

La capacité latérale ultime Q_{ud} (capacité portante de charge latérale) de chaque étage (à l'exception du sous-sol) doit être égale ou supérieure à la valeur de cisaillement latéral spécifiée Q_{un} , déterminée comme suit :

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \cdot \sum_{j=1}^n W_j$$

- $C_0 \leq 1$: Cette procédure est similaire à l'évaluation de la force sismique dans la première phase de conception pour les tremblements de terre, mais le coefficient de cisaillement standard C_0 est maintenant considéré comme inférieur à 1,0 pour un fort mouvement sismique.
- **Fes** : Facteur de forme donné dans la **page 23**.
- **Ds** : Le facteur caractéristique structurel D_s .
- **Qud** : Est le cisaillement sismique horizontal pour les mouvements sismiques violents, défini comme Q_i .

- **Le facteur caractéristique structurel D_s** : défini dans le **Tableau 1-14**.

Il prend en compte des propriétés du bâtiment qui influencent sa résistance aux séismes.

Le facteur des caractéristiques structurales D_s tient en compte la déformation inélastique et la dissipation d'énergie, puis diminue le cisaillement élastique de l'histoire de la réponse en fonction de la ductilité disponible.

Tableau 1-14: Le facteur des caractéristiques structurales *Ds BCJ1980

Comportement des elements		Type de structure		
		(1) Portique rigide ou des portiques de format similaire	(2) autres que ceux mentionnés dans les colonnes (a) et (c)	(3) **
A	Elément d'excellente ductilité	0.3	0.35	0.4
B	Elément de bonne ductilité	0.35	0.4	0.45
C	Elément de ductilité moyenne	0.4	0.45	0.5
D	Elément de faible ductilité	0.45	0.55	0.55

*Les valeurs peuvent être réduites de 0,05 pour les bâtiments à ossature métallique en béton armé ou en acier.

**Portiques avec voile ou contreventements pour les bâtiments en béton armé et à ossature métallique en béton armé, et portique avec contreventements de compression pour les bâtiments en acier.

1.3.5.8 (h) Limite des dommages (Procédure [3])

Le cisaillement sismique latéral à la limite des dommages Q_i (sauf le sous-sol) ne doit pas dépasser la capacité latérale du bâtiment à la limite des dommages Q_{ud}

L'aspect d'irrégularité de la construction est pris en compte par le BSJ, à travers le facteur « **Fes** », qui doit être déterminé comme suit :

$$\mathbf{Fes = Fe . Fs}$$

Fs correspond au rapport de rigidité défini par :

$\mathbf{Fs = 1.0}$	$\mathbf{si Rs \geq 0.6}$
$\mathbf{Fs = 2.0 - \frac{Rs}{0.6}}$	$\mathbf{si Rs < 0.6}$
$\mathbf{Fs = 1.0 + \frac{0,5}{0,3}(0,6 - Rs)}$	$\mathbf{si 0,3 < Rs < 0,6}$

Tableau 1-15:Le facteur Fs

Et Fe correspond au rapport d'excentricité défini par :

$\mathbf{Fe = 1.0}$	$\mathbf{si Re \leq 0.15}$
$\mathbf{Fe = 1.5}$	$\mathbf{si Re > 0.3}$
$\mathbf{Fe = 1.0 + \frac{0,5}{0,15}(Re - 0,15)}$	$\mathbf{si 0,15 < Re < 0,3}$

Tableau 1-16:Le facteur Fe

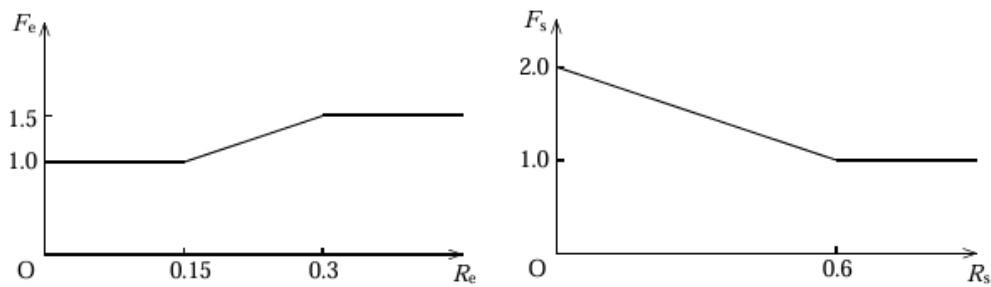


Figure 1-9: Facteur de forme

1.3.5.9 (i) La limite de sécurité (procédures [4])

Cisaillement sismique latéral¹⁰ à la limite de sécurité (à l'exception du sous-sol) ne doit pas dépasser la capacité latérale ultime du bâtiment¹¹.

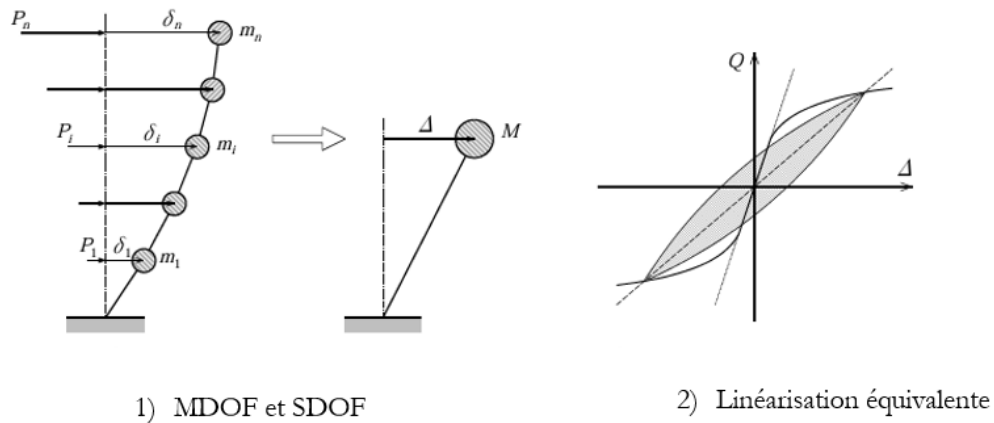


Figure 1-10: Concept de réponse basée sur les performances et de la méthode de capacité limite procédure [4]

- **MDOF (Multi-Degree-of-Freedom)** : Système à plusieurs degrés de liberté.
- **SDOF (Single-Degree-of-Freedom)** : Système à un seul degré de liberté.

1.3.5.10 (j) Analyse par historique temporel de la réponse (procédure [4])

Il est essentiel de vérifier régulièrement la sécurité structurelle des bâtiments dont la hauteur dépasse 60 mètres, en vérifiant constamment leur capacité et leur déformation en utilisant une analyse par historique temporel de la relation.

Les mouvements sismiques pour l'analyse par historique temporel de la réponse doivent être estimés à l'aide du spectre de réponse en accélération.

¹⁰

La force horizontale exercée sur un bâtiment par un tremblement de terre.

¹¹ La capacité latérale ultime est la force maximale que le bâtiment peut supporter avant de s'effondrer.

Des mouvements sismiques spécifiques au site peuvent également être utilisés pour l'analyse, en tenant compte des caractéristiques des sources, des trajectoires et des conditions du sol du site.

1.3.6 Charge sismique et spectres de réponse

1.3.6.1 La force sismique latéral au-dessus du niveau du sol (procédure [1], [2] et [3]) :

La force sismique latéral est déterminé par la formule suivante :

$$Q_i = C_i \cdot \sum_{j=1}^n W_j$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

- **Q_i** : L'effort tranchant sismique au niveau du i -ème étage
- **W_j** : Poids du j -ème étage
- **n** : Nombre d'étages
- **C_i** : Coefficient sismique latéral pour chaque étage.
- **Z** : Facteur de zone sismique
- **R_t** : Facteur de caractéristiques vibratoires.
- **A_i** : Facteur de distribution verticale.
- **C₀** : est un coefficient tenant compte des caractéristiques structurelle

C₀ = 0,2 : mouvements sismiques modérés (pour la vérification de la limite des dommages).

C₀ = 1,0 : mouvements sismiques violents (pour la vérification de la limite des sécurité).

Facteur de zone sismique Z

Le facteur de zone sismique Z présenté sur la **Figure 1-11** est basé sur l'évaluation la plus récente de la sismicité sur le Japon.

La valeur de Z la plus faible est de 0.7 et s'applique uniquement à **l'île d'Okinawa**.

Les grandes villes comme **Tokyo, Osaka ou Nagoya** se trouvent en zone A où Z est de 1.0.

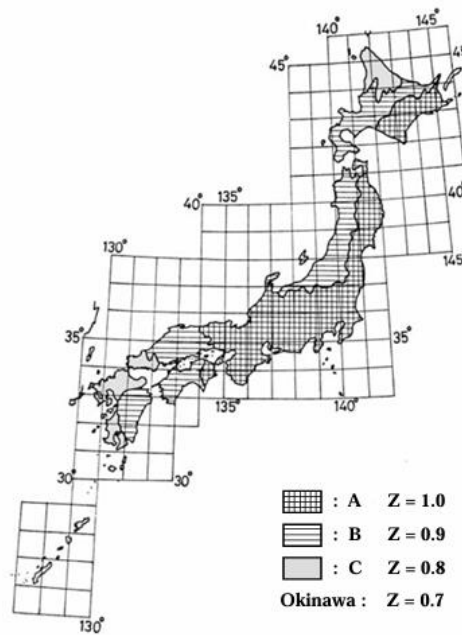


Figure 1-11:Facteur de zone sismique Z

Facteur de distribution verticale :

Le facteur de distribution A_i , qui prend en compte les effets de mode supérieur, est donné en fonction de la période fondamentale de la structure, tel que :

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \cdot \left(\frac{2T}{1 + 3T} \right)$$

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=1}^n W_j}{\sum_{i=1}^n W_i}$$

W : est le poids total du bâtiment

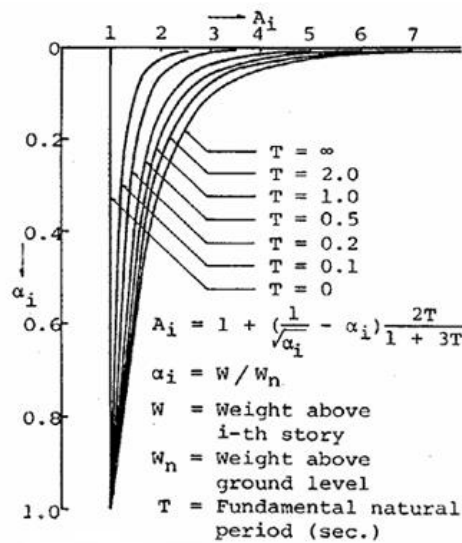


Figure 1-12:Le facteur de distribution verticale A_i .

Le spectre de réponse Rt

Le coefficient caractéristique des vibrations (**Rt**) est utilisé pour réduire la valeur de la force sismique en fonction des caractéristiques vibratoires d'un bâtiment, basées sur la période propre dans le domaine élastique des bâtiments, et en fonction du type de sol, comme le montre la formule suivante, Cependant, elle ne doit pas être inférieure à 0,75.

Tableau 1-17:Le spectre de réponse élastique Rt au Japan

T	$T < T_c$	$T_c < T \leq 2T_c$	$T > 2T_c$
R_t	1	$1 - 0,2 \left(\frac{T}{T_c} - 1 \right)^2$	$1,6 \cdot \frac{T_c}{T}$

Où, T_c : est la période critique en secondes, déterminée en fonction du type du sol.

T : La période fondamentale du bâtiment.

Pour les tremblements de terre modérés, les ordonnées des spectres élastiques Rt sont multipliées par $C_0 = 0,2$.

Remarque : Par une analyse précise de la structure, des fondations, du sol, etc., la valeur de Rt peut être réduite à 0,75 de la valeur fournie par cette figure. Toutefois, cette valeur ne doit pas être inférieure à 0,25.

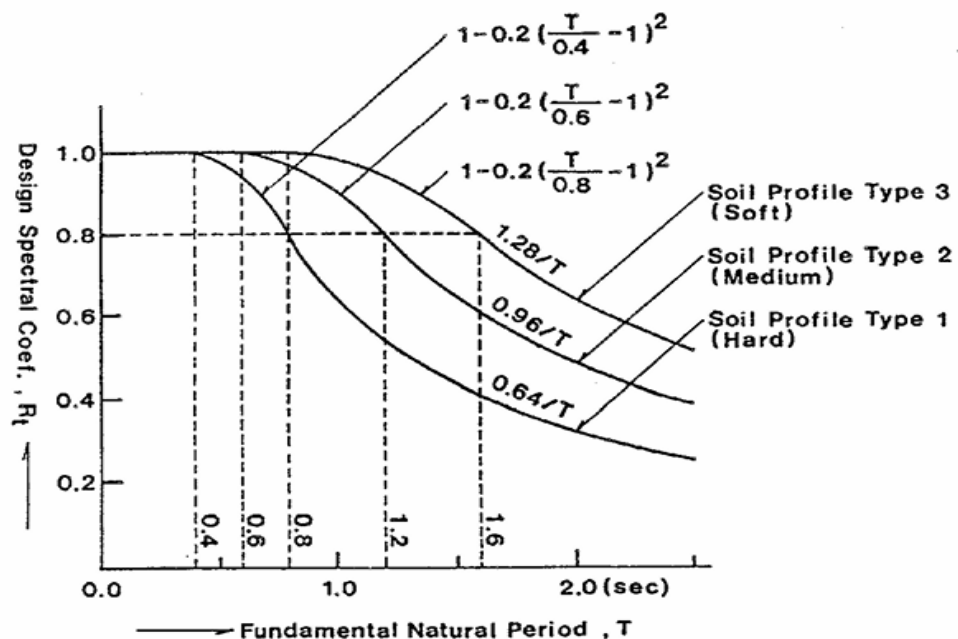


Figure 1-13:Coefficient spectral Rt

Tableau 1-18: Valeur du période caractéristique en fonction de la catégorie de sites selon BCJ1980

Type du sol	Description	T _c (s)
Type 1 (Sol dur)	Sol constitué de roches, de graviers sableux durs, etc., classé comme tertiaire ou plus ancien, ou sol dont la période, estimée par calcul ou par d'autres investigations, est équivalente à celle du précédent.	0.4
Type 2 (Sol Moyen)	Sol autre que de type 1 ou 3.	0.6
Type 3 (Sol meuble)	Alluvions constituées de dépôts deltaïques meubles, de terre végétale, de boue ou similaires (y compris les remblais, le cas échéant), dont la profondeur est de 30 m ou plus, terrains obtenus par la remise en valeur de marais, de fonds marins boueux, etc., où la profondeur du terrain remis en valeur est de 3 m ou plus et où 30 ans ne se sont pas encore écoulés depuis la remise en valeur, ou sol dont la période, estimée par calcul ou par d'autres investigations, est équivalente à celle du précédent.	0.8

La période fondamentale T

La période fondamentale de vibration T du bâtiment est déterminée comme suit :

$$T = (0,02 + 0,01\alpha) \cdot h$$

- **h (m)** : Est la hauteur du bâtiment.
- **α**: Est le rapport entre la hauteur totale de la construction en acier et la hauteur du bâtiment (**α = 0 pour le béton armé, α = 1 pour l'acier**) (ISHIYAMA2, 2004)

Le poids de la structure

Le poids du j-ème étage comprend la charge permanente plus la surcharge d'exploitation réduite (**G+Q**) .

1.3.6.2 Accélération de spectre de réponse (Spécification structurelle (h), (i) et (j) procédure [4] et [5])

S_{Ad} (m/s²) est l'accélération de réponse à la limite de dommage sur le substrat rocheux d'ingénierie, donnée comme suit

$$S_{Ad} = \begin{cases} (0,64 + 6T_d) & \text{for } T_d < 0,16 \\ 1,6 & \text{for } 0,16 \leq T_d < 0,64 \\ \frac{1,024}{T_d} & \text{for } 0,64 \leq T_d \end{cases}$$

où,

- **T_d(s)** est la période de réponse du bâtiment à la limite de dommage.

S_{As} (m/s^2) est l'accélération de réponse à la limite de sécurité sur le substrat rocheux d'ingénierie, donnée comme suit

$$S_{As} = \begin{cases} (3,2 + 30T_s) & \text{for } T_s < 0,16 \\ 8,0 & \text{for } 0,16 \leq T_s < 0,64 \\ \frac{5,12}{T_s} & \text{for } 0,64 \leq T_s \end{cases}$$

- T_s (s) est la période de réponse du bâtiment à la limite de sécurité

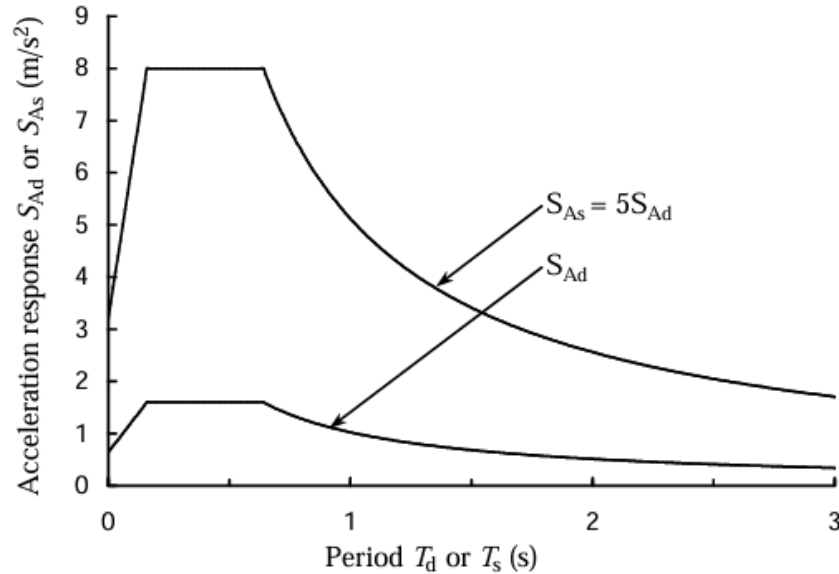


Figure 1-14: Accélération de spectre de réponse dans la limite des dommages et la limites de sécurité.

1.3.6.3 La force sismique sur les sous-sols (procédure [1], [2],[3] et [4]) :

La force sismique latéral au niveau de sous-sol Q_B est déterminé comme suit :

$$Q_B = Q' + k.W_B$$

Ou,

- Q' : Une portion de la force sismique totale provenant de l'étage supérieur adjacent, transmise par les poteaux et les murs de cisaillement situés directement au-dessus du sous-sol considéré.

$$Q' = Q_1 + Q_2 + Q_3$$

- W_B : Le poids de l'étage de sous-sol considéré.

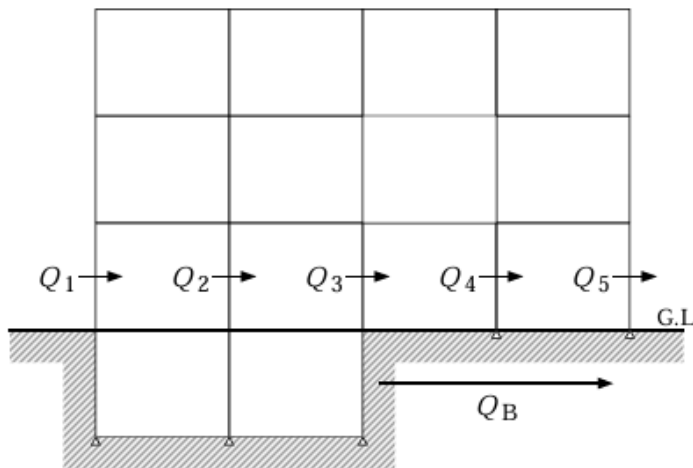


Figure 1-15:Force sismique lateral QB

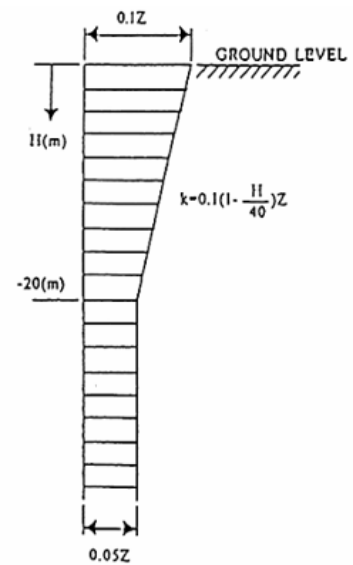


Figure 1-16:Coefficient sismique pour les sous-sols.

Avec,

$$k \geq 0,1 \cdot \left(1 - \frac{H}{40}\right) \cdot Z$$

Où:

- **k** : est le coefficient sismique horizontal pour le sous-sol
- **H** : est la hauteur du bâtiment en mètres (doit être $\leq 20m$)
- **Z** : est le facteur de zone sismique **Figure 1-11**

1.4 Comparaison entre le RPA99/v2003 et le BCJ1980 :

1.4.1 Classification des sites

Les recommandations de RPA99/V2003 classés les sols en quatre (4) catégories en fonction des propriétés mécaniques (principalement V_s) des sols qui les constituent, cependant le BCJ1980 classe les sols en (3) catégories en fonction de type de sol dans le site étudié.

1.4.2 Le spectre de réponse élastique

D'après RPA99/v2003, ce paramètre est considéré dans le calcul de la force sismique à la base par le coefficient d'amplification dynamique D , Selon le BCJ1980 Le spectre élastique R_t en fraction de l'accélération exprimé avec les paramètres T la période naturelle à la base et T_c la période fondamentale déterminée en fonction du type du sol.

1.4.3 Classifications des zones

Tableau 1-19: La classifications des zones sismiques selon RP et le BCJ

RPA99/V2003	BSJ1980
Zone 0 : Sismicité négligeable	Zone A : Sismicité élève $Z=1$
Zone I : Sismicité faible	Zone B : Sismicité élevé $Z=0.9$
Zone II a et Zone II b : Sismicité moyenne	Zone C : Sismicité moyenne $Z=0.8$
Zone III : Sismicité élevée	A Okinawa : Sismicité faible $Z=0.7$

D'après RPA99/v2003, ce paramètre est considéré avec le paramètre de la classification des ouvrages dans le calcul de la force sismique à la base. Le BCJ utilise un système de zonage sismique qui attribue différents coefficients sismiques Z à différentes régions en fonction de leur risque sismique. Ce facteur Z est utilisé dans le calcul de la force sismique.

1.4.4 Classifications des ouvrages

Les deux codes sont différents dans le classement des ouvrages. Le RPA 99/v2003 classe les ouvrages selon leurs importances en (4) Catégories qui réside dans le calcul de la force sismique à la base et il considère ce paramètre en combinaison avec la classification des zones dans un seul coefficient qui est le coefficient d'accélération des zones, selon le BCJ1980.

1.4.5 Classe de ductilité des structures

Tableau 1-20: La ductilité des structures selon RPA et le BCJ

RPA99/V2003	BCJ1980
La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie générée par le mouvement sismique et maintenir leur résistance de calcul sous déformations imposées. (Ne donne pas de classe directe pour la ductilité)	Divise la ductilité des structures en 4 classes : - Excellente ductilité. - Bonne ductilité. - Ductilité moyenne. - Faible ductilité.

1.4.6 Coefficients de comportement

Le coefficient de comportement R dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité des structures.

Le RPA99/V2003 donne une valeur selon le type de contreventement¹², le BCJ1980 prend en considération la ductilité des bâtiments pour les séismes de grande ampleur, permettant aux structures de se déformer sans s'effondrer, en considérant le facteur D_s , qui varie de 0,3 à 0,5.

Un facteur de ductilité ($1/D_s$), équivalent au facteur R c'est à dire $\frac{1}{D_s} = R$ ¹³, est utilisé pour tous les systèmes de construction, allant de 1,8 à 3,33¹⁴.

1.4.7 L'excentricité et irrégularités

Selon le RPA99/v2003 à 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.

Dans le BSLJ, Fe, le facteur d'excentricité varie entre 1,0 et 1,5. Son calcul repose sur la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité, ainsi que sur la rigidité en torsion.

1.4.8 Coefficient d'accélération

Le coefficient d'accélération A dans le RPA99/V2003 varient entre 0,15 et 0,40 en fonction de la zone sismique et de la catégorie du bâtiment. Les coefficients d'accélération zonaux, en revanche le BCJ1980 n'a pas un unique coefficient d'accélération des zones sismiques, cela s'explique par le fait que l'accélération du sol due aux séismes peut varier en fonction de déplacement, certaines zones sismiques étant plus sujettes à des secousses plus fortes que d'autres. Le Japon définit l'accélération maximale du sol en multipliant le

¹² [6161728126567592.pdf \(google.com\)](https://www.google.com/patents/6161728126567592.pdf)

¹³ [WCEE2017-770.pdf \(nicee.org\)](https://www.nicee.org/WCEE2017-770.pdf) (Page9) Figure10

¹⁴ [4825499.pdf \(core.ac.uk\)](https://www.core.ac.uk/pdf/4825499.pdf)

coefficient spectral R_t par le facteur de zone sismique Z et le coefficient de cisaillement standard C_0 qui dépend du niveau de sismicité.

1.4.9 Analyse de la structure et calcul des efforts sismiques

1.4.9.1 Méthodes de calcul de la force sismique

Pour le calcul de la force sismique, le RPA99/V2003 utilise trois méthodes (statique équivalente, la méthode d'analyse modale spectrale, la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes). Le BCJ1980 utilise aussi 3 méthodes de calcul (La méthode d'analyse statique linéaire et l'analyse statique non linéaire et l'analyse non linéaire dynamique par historique de réponse).

Tableau 1-21: Les méthodes d'analyse entre le RPA et BCJ

	RPA	BCJ
Analyse élastique linéaire	A	A
Analyse statique équivalent		
Analyse modale spectrale	A	A*
Analyse statique non linéaire (push over)	A	A
Analyse de l'historique de la réponse linéaire	NA	NA
Analyse de l'historique de réponse non linéaire	NA	A

A : Accepté, **AN** : Non accepté

* On peut l'utiliser pour calculer le facteur de distribution du cisaillement sismique à la place de A_i

1.4.9.2 Comparaison d'analyse modale de la structure

Le BCJ stipule que les deux composantes horizontales et la composante verticale du mouvement sismique du sol et leur variation spatiale, conduisant à une excitation torsionnelle des structures, doivent être prises en compte. De même le RPA indique également la nécessité de prendre en compte la torsion.

Au Japon, les modèles de la période fondamentale et de la conception de la première phase ne tiennent pas compte des effets des fissures et d'autres facteurs sur la rigidité du béton, cependant dans le RPA on prend en compte les effets des fissures sur la rigidité du béton.

1.4.9.3 Méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base

Au Japon, le BCJ prévoient deux niveaux de conception.

Le premier niveau vise à dimensionner la structure de manière que les contraintes dans les éléments porteurs ne dépassent pas une limite autorisée en cas de séismes modérés. Ces séismes modérés peuvent se produire plusieurs fois pendant la durée de vie de la structure.

Le deuxième niveau de conception vise à garantir que la structure ne s'effondre pas ou ne subisse pas de défaillance structurelle similaire lors de séismes violents, qui ne se produiront probablement qu'une seule fois pendant sa durée de vie.

Les méthodes de calcul pour les deux règlements (RPA99/v2003 et le BCJ1980) sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1-22: L'effort tranchant à la base entre RPA99/V2003 et BCJ1980

RPA99/V2003	BCJ1980	
	Mouvement sismique Modéré $C_0 = 0,2$	Mouvement sismique fort $C_0 = 1$
$V = \frac{A.D.Q}{R} W$	$Q_i = C_i \cdot \sum_{j=1}^n W_j$ Avec $C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$	$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$ $Q_{ud} = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0 \cdot \sum_{j=1}^n W_j$

1.4.10 Les paramètres des combinaisons d'action

Pour RPA99/V2003 on a trois combinaisons chacune selon deux les direction (X, Y)

$$\begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

Pour BCJ1980 on a une combinaison selon les deux direction (X, Y)

$$\{G + Q \pm E$$

1.4.11 Influence de variation de site sur le Spectre de réponse

Le changement de site provoque une variation du graphe de spectre de réponse ¹⁵ pour les deux codes. On remarque que dans l'intervalle de 0 à 0,5s de période il y'a une grande différence entre les deux règlements. Le code BCJ1980 reste constant dans cet intervalle en revanche le RPA99/v2003 passe par 3 étapes : une augmentation, une constance, et une diminution de l'accélération. Il convient de noter que la réglementation parasismique algérienne ne prend pas en compte le niveau 1, ce qui peut s'expliquer par la prise en compte de la ductilité de RPA99/v2003.

¹⁵ [SeismicDesignCode.pdf](#)

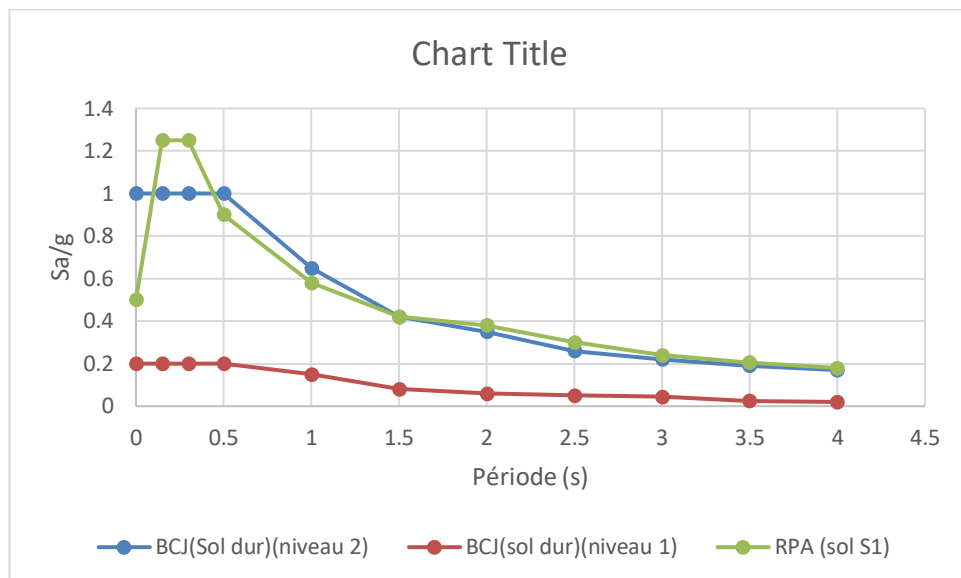


Figure 1-17: Comparaison des spectres élastiques entre RPA et BCJ (sol dur)

1.4.12 Les périodes d'estimation

Le graphe suivant compare les périodes d'estimation entre les règlement parasismique RPA et le BCJ

On remarque que les périodes d'estimation du BCJ sont généralement plus courtes que celles du RPA. Cela signifie que les bâtiments japonais sont conçus pour vibrer plus rapidement lors d'un séisme.

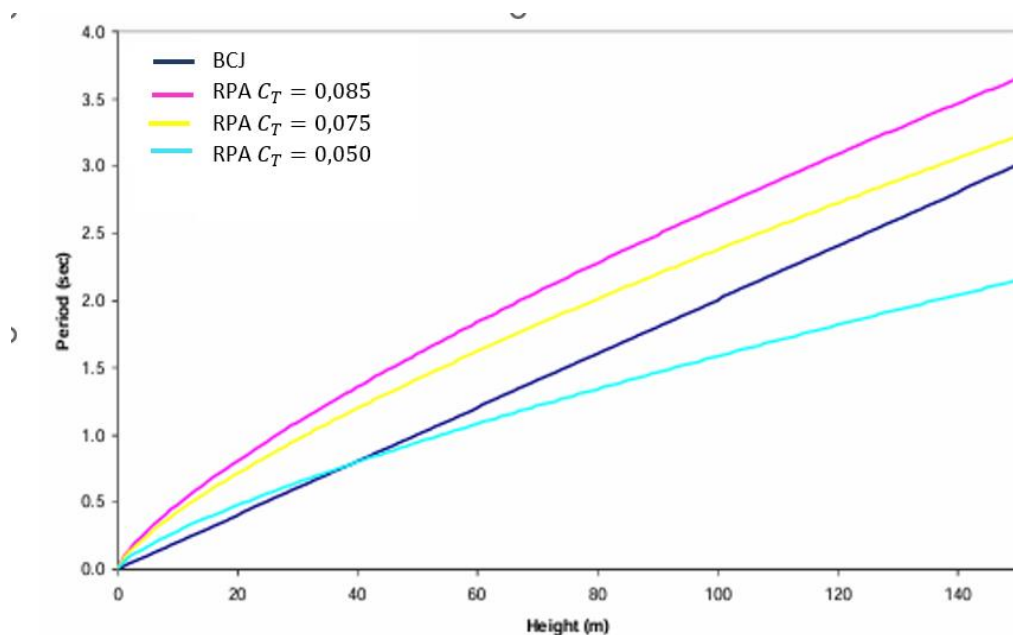


Figure 1-18: Comparaison des périodes d'estimation entre RPA et le BCJ.

1.5 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté dans une première partie le règlement Parasismique algérienne RPA99/V03, et dans une deuxième partie le code Parasismique du Japon BCJ1980.

A partir de l'étude comparative faite dans ce chapitre, on peut faire ressortir les points suivants :

Les recommandations du RPA classent les sols sur la base de la valeur moyenne de la vitesse des ondes de cisaillement, en quatre (4) catégories seulement. Cependant, le BCJ adopte sept (7) catégories et les 3 première catégorie de RPA c'est les mêmes dans le BCJ.

Le RPA classe les ouvrages selon leurs importances en 4 catégories :

- Ouvrages d'importance vitale.
- Ouvrages de grande importance.
- Ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- Ouvrages de faible importance.

Dans le code parasismique au Japan BCJ 1980 il n'y a pas de classification des bâtiments en fonction de l'occupation.

Un bâtiment doit être classé dans l'un des quatre groupes en fonction de la hauteur, cette classification a pour but de sélectionner la procédure de conception parasismique.

Le BCJ divise la ductilité en trois classes (ductilité faible, ductilité moyenne et excellente ductilité), en revanche le RPA ne donne pas la classe de ductilité directe.

Le RPA donne directement le coefficient de comportement R en fonction du système de contreventement, cependant le BCJ définit un facteur D_s qui prend en compte la déformation inélastique et la dissipation d'énergie.

Le RPA99 adopte un seul spectre de réponse élastique horizontale de calcul, et selon le BCJ dans les procédures 1, 2, 3 pour une hauteur entre 21m et 30m on a un seul spectre de réponse (R_t) et dans la procédure 4 et 5 on a des spectres uniques pour les deux niveaux de sismicité.

Dans le chapitre suivant nous allons présenter l'ouvrage qui sera l'exemple de notre étude comparative entre le règlement parasismique algérien RPA99/v2003 et le code parasismique du Japon BCJ1980.

Chapitre 2

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

2.1 Introduction

Dans la conception parasismique des bâtiments en béton armé, parmi les objectifs visés de ces normes c'est la stabilité et la résistance afin d'assurer la sécurité.

Dans ce chapitre on présente une étude d'une structure bâtiment contreventé par des voiles qu'on a pris d'un projet de fin d'étude 2019 (MémoireKahouadji-Merah, 2018), comme un exemple pour une analyse comparative entre le RPA99 (version 2003) et BCJ (version 1980).

2.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage étudié est un bâtiment constitué d'un rez de chaussée (RDC) plus six étage (R+6) à usage multiple, le RDC est à usage commerciale et les autres étages sont à usage d'habitation.

Le bâtiment est situé à wilaya de ORAN qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (ZONE IIa), selon le règlement parasismique algérien RPA99/ version 2003 (**Tableau 1-5**).

2.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment

Notre structure a une forme rectangulaire avec des décrochements, le bâtiment présente les dimensions en plan et en élévation par la **Figure 2-1** et le **Tableau 2-1** :

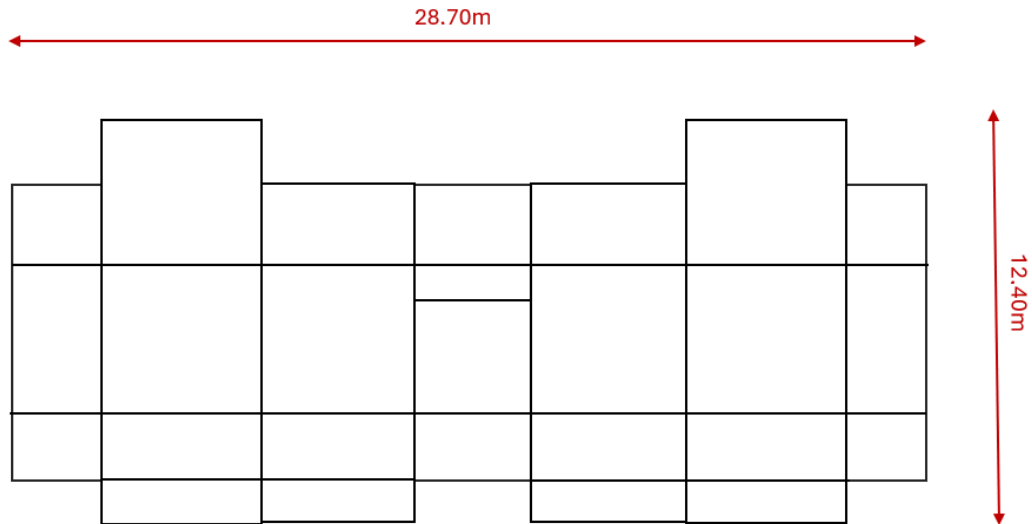


Figure 2-1:Les dimensions en plan

Tableau 2-1:Les dimensions en élévation

Hauteur totale du bâtiment	22,00m
Hauteur du RDC	4,00m
Hauteur des étages courants	3,00m

Les plans du bâtiment choisi dans ce travail sont donnés par l'Annexe.

2.4 Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisés :

Les tableaux ci-dessous récapitulatifs les différentes caractéristiques de béton armé utilisé :

Tableau 2-2:Les caractéristiques du béton utilisé

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	E_{ij} (MPa)	E_{vj} (MPa)	γ_b	σ_{bc} (MPa)	E (MPa)	γ_s	σ_s (MPa)	σ_{st} (MPa)
25	2,1	32164,195	10818,865	1,5	15	200000	1,15	348,83	201,63

Tableau 2-3: Les caractéristiques de l'acier

Type d'acier		Symbole	Fe (MPa)
Transversales	Rond lisse	RL	235
Longitudinales	Haute adhérente	HA	400
Treillis soudé		TS	520

2.5 Descente de charge

Afin d'assurer une bonne résistance et une stabilité optimale de la structure, il est nécessaire de d'uniformiser la distribution des charges au niveau d'ensemble des éléments porteurs de charges des planchers qu'il peut supporter.

Les différents charges et surcharges existantes sont les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitation (Q).

2.5.1 Les planchers

- Plancher terrasse accessible :

Le

Tableau 2-4 présente les différentes valeurs à considérer pour le calcul de la charge permanente dans le cas d'une terrasse accessible.

Tableau 2-4: Charges et surcharges de la terrasse accessible

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m3)	Charge (KN/m²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Plancher de corps creux (16+5)	/	/	3
Enduit sous plafond en plâtre	0,02	10	0,2
Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
Charges permanentes G			4,52 KN/m²

Charges d'exploitation Q	1,5 KN/m²
---------------------------------	-----------------------------

Le **Tableau 2-5** présente ces mêmes valeurs pour le cas d'une terrasse inaccessible

Tableau 2-5:Charges et surcharges de la terrasse inaccessible

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m³)	Charge (KN/m²)
Protection en gravillon	0,05	17	0,85
Etanchéité multicouches	0,02	6	0,12
Protection (Papier Kraft)	0,02	0 ;5	0,01
Plancher de corps creux	/	/	3
Forme de pente	0,1	22	2,2
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Isolation thermique en liège	0,04	4	0,16
Charges permanentes G			6,54KN/m²
Charges d'exploitation Q			1KN/m²

▪ Plancher étage courant :

- 1) Carrelage
- 2) Mortier de pose
- 3) Couche de sable
- 4) Plancher à corps creux
- 5) Enduit intérieur et extérieur

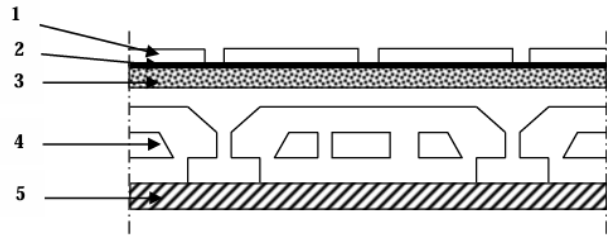


Figure 2-2:Plancher corps creux

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Plancher de corps creux (16+5)	/	/	3
Enduit sous plafond en plâtre	0,02	10	0,2
Cloison légère	0,1	10	1
Enduit intérieur/extérieur	0,02	10	0,4

Charges permanentes G	5,8 KN/m²
Charges d'exploitation Q	1,5 KN/m²

Tableau 2-6:Charges et surcharges d'étage courant

2.5.2 Mur extérieur

La construction des murs extérieurs utilise un système de double paroi, composé de deux briques creuses, une de 15 cm et l'autre de 10 cm, séparées par un vide d'air de 5 cm d'épaisseur. Le

Tableau 2-7 détaille la répartition des charges supportées par ces murs.

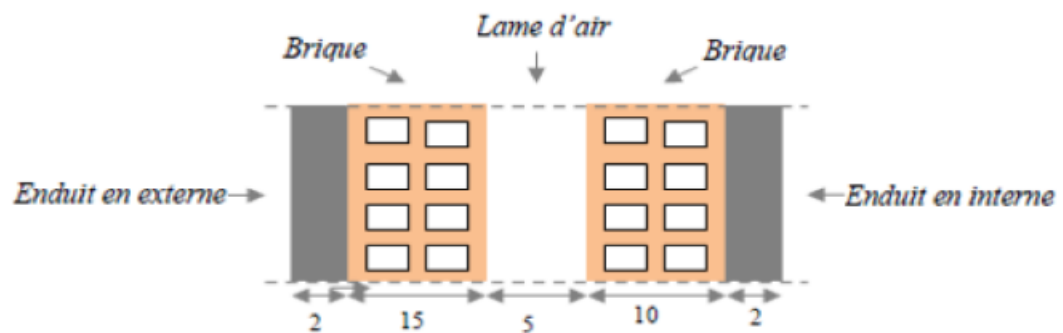


Figure 2-3: Coupe verticale du mur extérieur

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Charge (KN/m ²)
Enduit ciment	0,02×2	18	0,72
Brique creuse	0,10	9	0,9
Brique creuse	0,15	9	1,35
Charges permanentes G			2,97 KN/m²

Tableau 2-7:La Descente de charges du Mur extérieur

2.5.3 Mur intérieur

Les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison de 10 cm d'épaisseur (**Figure 2-4**).

Le **Tableau 2-8** présente la descente de charge des murs intérieurs.

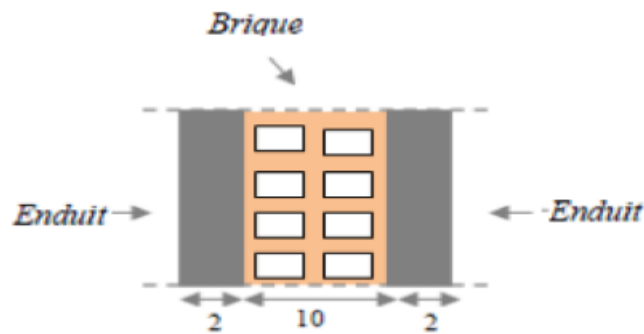


Figure 2-4: Coupe verticale du mur intérieur

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ²)	Charge (KN/m ²)
Enduit ciment	0,02×2	18	0,72
Brique creuse	0,10	9	0,9
			G=1,68 KN/m²

Tableau 2-8:La Descente de charges du Mur intérieur

2.5.4 Les escaliers

Les tableaux suivants présentent la charge et la surcharger de la pailasse et le palier de repos :

Tableau 2-9:Charges et surcharges de palier

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Poids propre	0,12	25	3
Enduit en plâtre	0,01	10	0,1
Charges permanentes G			4,3KN/m²
Charges d'exploitation Q			2,5 KN/m²

Tableau 2-10:Charges et surcharges de la paillasse

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m3)		Poids surfacique (KN/m²)
Poids propre	0,12	25	$G/\cos \alpha$	3,55
Poids propre de la marche	$0,17/2=0,085$	25	G	2,13
Carrelage horizontale	0,02	22	G	0,44
Carrelage verticale	0,02	22	17/30	0,25
Mortier de pose horizontale	0,02	20	G	0,4
Mortier de pose verticale	0,02	20	17/30	0,23
Enduit en plâtre	0,01	10	$G/\cos \alpha$	0,12
Lit de sable	0,02	17	/	0,34
Garde de corps (en bois)				0,01
		Charges permanentes G		7,47KN/m²
		Charges d'exploitation Q		2,5 KN/m²

2.5.5 Les balcons

Tableau 2-11: Charges et surcharges de Balcon

Eléments	Epaisseur(m)	Poids volumiques (KN/m3)	Charge (KN/m²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,03	18	0,54
Dalle pleine	25	0,12	3
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charges permanentes G			5,74 KN/m²
Charges d'exploitation Q			1,5 KN/m²

2.6 Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

2.6.1 Plancher

Le plancher est élément horizontal nécessaire dans une structure, il assure la séparation entre les niveaux et transmet aux éléments porteurs (poteaux, murs, etc.) les charges et surcharges qui lui sont appliquées.

D'autre part, il contribue au confort des occupants en assurant l'isolation phonique et thermique, ainsi que l'étanchéité des niveaux extrêmes.

D'après le BAEL 91¹⁶, L'épaisseur des planchers à corps creux est estimée à partir de la condition de la flèche admissible :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

- **L_{max} :** est la longueur maximale de la poutrelle entre nus d'appui égale dans notre cas à 4,30m (voir plans architecturaux)
- **h_t :** Hauteur du plancher.

¹⁶ [BAEL 91 R 99.pdf \(sodibet.com\)](#) (A-2.2.1)

$$h_t \geq \frac{430}{22,5} = 19,11cm$$

On peut donc prendre une hauteur du plancher de 21cm (16+5).

2.6.2 Les poutrelles

Les poutrelles, généralement sont des éléments structuraux en béton armé ou précontrainte, fabriqués en usine ou coulés sur place, et leur calcul s'apparente à des sections en T.

On appelle plancher nervurée l'ensemble constitué de nervures (ou poutrelles) supportant des dalles de faible portée (**Figure 2-5**)

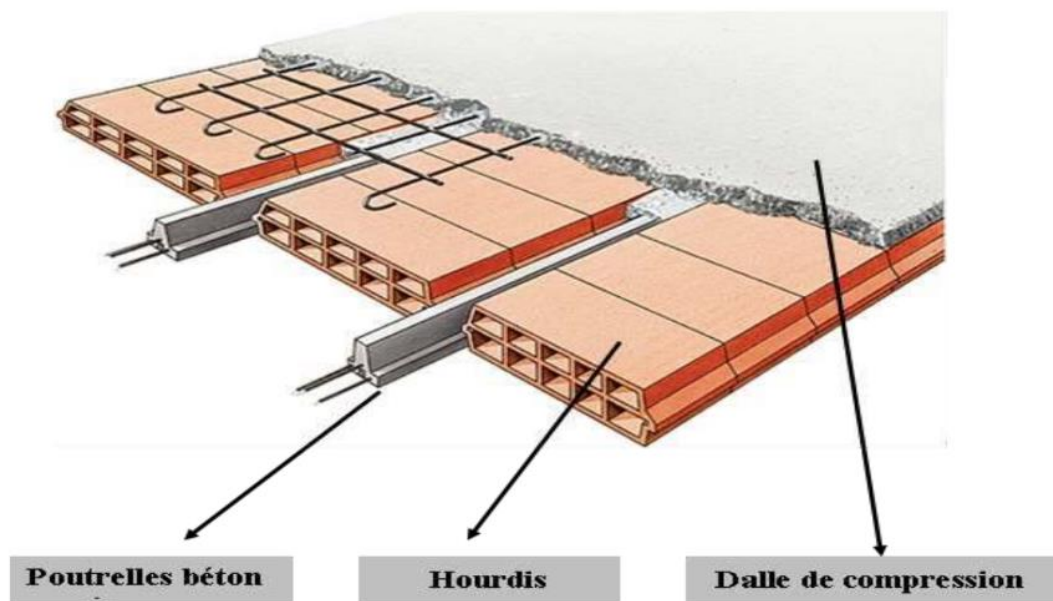


Figure 2-5:Plancher à corps creux

La section transversale des nervures reprend la forme d'un profil en T, dont les caractéristiques géométriques sont décrites par Figure 22 :

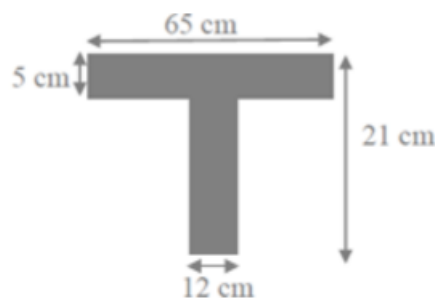


Figure 2-6:Les dimensions d'une poutrelle

2.6.3 L'Acrotère

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au niveau du terrasse, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (Fp) prise pour assurer la sécurité des ouvriers, et vérifiée à la condition du RPA99 V2003.

Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la Figure suivantes :

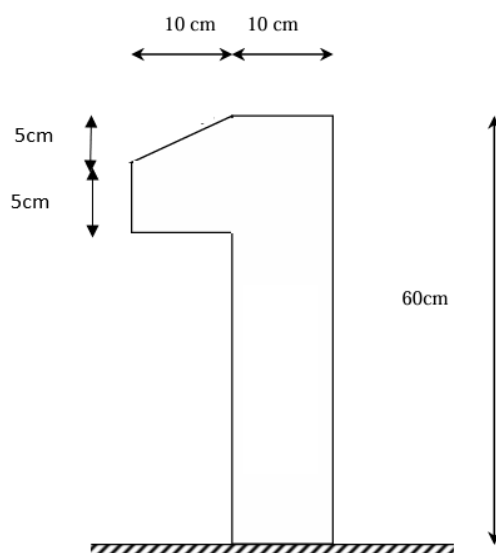


Figure 2-7: Dimension de l'acrotère

2.7 Pré dimensionnements des éléments structuraux :

2.7.1 Les poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux de section (b x h). Il y a deux types de poutres :

➤ Les poutres principales :

- Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Elles relient les poteaux.

Elles Supportent la dalle.

Selon le règlement **B.A.E.L 91** , les poutres seront pré dimensionné par la condition de la flèche et elles sont vérifiées par **RPA99/v2003**.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$0,3 . h \leq b \leq 0,7 . h$$

Avec

- L_{max} : la longueur plus grande portée entre deux appuis (distance entre les nœuds des poteaux et on choisit la plus grande portée) D'après le **BAEL.6.11**.
- h : La hauteur de la poutre.
- b : La largeur de la poutre.

a) Détermination de la hauteur « h » :

$$L_{max}=550\text{cm}$$

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10}$$

$$36,67\text{cm} \leq h \leq 55\text{cm}$$

Donc on prend : **$h=45\text{cm}$**

b) Détermination de la largeur « b » :

$$0,345 \leq b \leq 0,745$$

$$13,5\text{cm} \leq b \leq 31,5\text{cm}$$

Donc on prend : **$b=30\text{cm}$**

c) Vérification selon le RPA 99 /v2003 :

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié} \\ h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié} \\ h/b = 1,5 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié} \end{cases}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte les dimensions **$(30 \times 45) \text{ cm}^2$**

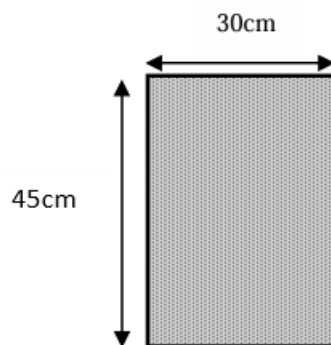


Figure 2-8:Dimension de la poutre principales

➤ **Les poutres secondaires (Chainages) :**

Les poutres secondaires sont parallèles aux poutrelles, et elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

D'après BAEL91 La hauteur h des chainages est déterminée comme suit :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

a) Détermination de la hauteur « h » :

$$L_{\max}=430\text{cm}$$

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10}$$
$$28,67\text{cm} \leq h \leq 43\text{cm}$$

Donc On prend : **h=40cm**

b) Détermination de la largeur « b » :

$$0,3.40 \leq b \leq 0,7.40$$

$$12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$$

Donc on prend : **b=30cm**

c) Vérification selon le RPA 99 /v2003 :

Les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \\ h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \\ h/b = 1,33 < 4 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors on adopte pour les poutres secondaires les dimensions **(30 × 40) cm²**

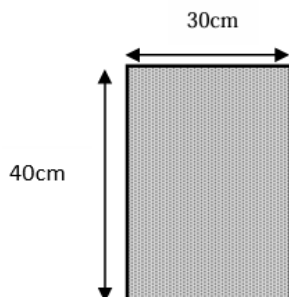


Figure 2-9:Dimension de la poutre secondaire

2.7.2 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux utilisés pour soutenir les charges verticales et horizontales dans les bâtiments, Ils peuvent être classés en poteaux d'angle, intermédiaire, de rive, en fonction de leur position dans la structure.

Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau.

D'après le RPA99 Les poteaux doivent respecter les dimensions ci-après :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot Nu}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times f_e}{100 \times \sigma_{st}}}$$

Avec

$$Nu = P \times S \times n$$

$$P = 1[t/m^2]$$

- **Br** : Section brute du poteau.
- **S** : Surface du plancher que reprend le poteau en m²
- **n** : Nombre de dalles.
- **β**: Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique « λ » des poteaux.

Il prend les valeurs suivantes :

$$\begin{cases} \beta = 1 + 0,2 + \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \beta = 0,85 \times \frac{(\lambda)^2}{1500} & \text{Pour } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

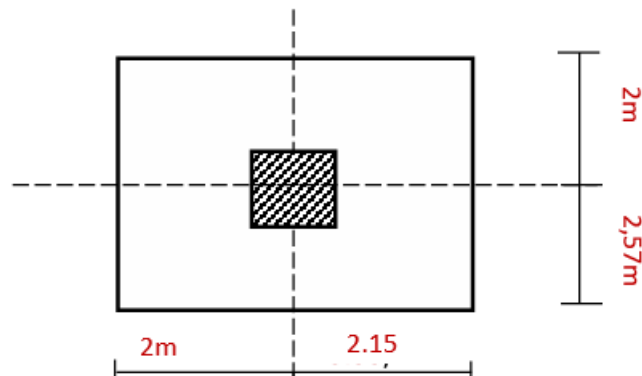


Figure 2-10: La section le plus sollicité du poteau

Le poteau le plus sollicité dans nos structures se trouve dans le centre :

$$S = \left(\frac{4}{2} + \frac{5,5}{2}\right) \times \left(\frac{4}{2} + \frac{4,3}{2}\right)$$

$$S = 19,7215m^2$$

Dans le cas du bâtiment étudié on a :

$$Nu = 1 \times 19,7215 \times 7$$

$$Nu = 138,05 t/m^2$$

On se fixe un élanement mécanique ($\lambda = 35$) pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée.

Donc :

$$\beta = 1 + 0,2 + \left(\frac{35}{35}\right)^2$$

$$\beta = 1,2$$

Avec : ($\gamma_s = 1,15$ cas général ; $\gamma_b = 1,5$ cas général) ; ($\theta = 1$ (charge > 24h))

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85.25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$Br \geq \frac{1,2.1,3805}{\frac{14,16}{0,9} + \frac{0,85.400}{100.1,15}} = 0,0886 \text{ m}^2 = \mathbf{886 \text{ cm}^2}$$

On a une Poteau d'une section carré :

$$Br \geq (a - 0,02)^2 \rightarrow a \geq \sqrt{886} + 0,02 = 29,75 \text{ cm}^2$$

On prend $a = b = 40 \text{ cm}^2$, donc la dimension des poteaux serait **(40 × 40) cm²**

On doit aussi effectuer les vérifications par RPA99/v2003 :

$$\text{Min}(a, b) = \text{Min}(40 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

$$\text{Min}(a, b) = \text{Min}(40 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \geq \frac{he}{20} = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm} \dots \text{Condition vérifié}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = \frac{40}{40} = 1 \leq 1 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Avec

- he : Hauteur du poteau (Du plancher jusqu'au plafond).

Vérification au flambement :

Les moments d'inertie sont :

$$I_x = I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{40^4}{12} = \mathbf{213333,33 \text{ cm}^4}$$

Les rayons de giration sont :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{a \times b}} = \sqrt{\frac{213333,33}{40 \times 40}} = \mathbf{11,54 \text{ cm}}$$

La longueur de flambement :

$L_f = 0,7 \cdot L$ (Par BAEL 91 page 166) si le poteau est articulé à une extrémité et encastrée à l'autre.

$$L_f = 0,7.4 = \mathbf{2,8 \text{ m}}$$

Les élancements sont donc :

$$\lambda_y = \lambda_x = \frac{L_f}{i_y} = \frac{280}{11,54} = 24,26 \leq 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

Les vérifications des autres poteaux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 2-12:Vérifications au flambement des poteaux

Niveau	Poteaux (cm ²)	$I_x = I_y$ (cm ²)	$i_x = i_y$ (cm)	L_0 (cm)	Lf (cm)	$\lambda_y = \lambda_x$	$\lambda_y = \lambda_x \leq 50$
RDC	40 × 40	213333,33	11,54	400	280	24,26	CV
1	40 × 40	213333,33	11,54	300	210	18,20	CV
2	35 × 35	125052,10	10,10	300	210	20,78	CV
3	35 × 35	125052,10	10,10	300	210	20,78	CV
4	30 × 30	67500	8,66	300	210	24,25	CV
5	30 × 30	67500	8,66	300	210	24,25	CV
6	30 × 30	67500	8,66	300	210	24,25	CV

Les dimensions des poutres principales PP et les poutres secondaires PS et les poteaux sont récapitulés par le tableau :

Tableau 2-13:Récapitulation du prédimensionnement des poteaux et poutres

Niveau	Poteau (cm ²)	PP(cm ²)	PS(cm ²)
RDC	40 × 40	30 × 45	30 × 40
1	40 × 40	30 × 45	30 × 40
2	35 × 35	30 × 45	30 × 40
3	35 × 35	30 × 45	30 × 40
4	30 × 30	30 × 45	30 × 40
5	30 × 30	30 × 45	30 × 40
6	30 × 30	30 × 45	30 × 40

2.7.3 Les voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Les voiles sont dimensionnés selon la relation suivante :

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{400}{20} = 20\text{cm}$$

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles $a = 20\text{cm}$

Avec $L \geq 4.a = 4 \times 20\text{cm} = 80\text{cm}$

- L : Longueur du voile.
- a : épaisseur des voiles ($a_{\min} = 15\text{cm}$).
- h_e : Hauteur libre d'étage.

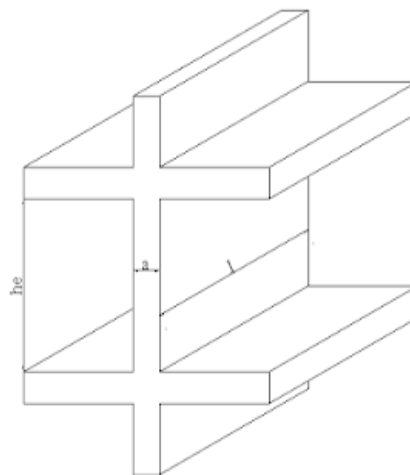


Figure 2-11: Coupe du voile en élévation

2.8 Etude des éléments secondaires

2.8.1 Etude des planchers :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils assument la responsabilité de supporter les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs tout en assurant l'isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

La structure étudiée comporte des plancher à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux 16+5), avec une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur.

2.8.1.1 Les poutrelles :

Le choix du type des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Pour notre structure la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères comme c'est indiqué sur les figures (Figure 2-12, Figure 2-13, Figure 2-14, Figure 2-15) et les tableaux (Tableau 2-14, Tableau 2-15, Tableau 2-16, Tableau 2-17) suivante :

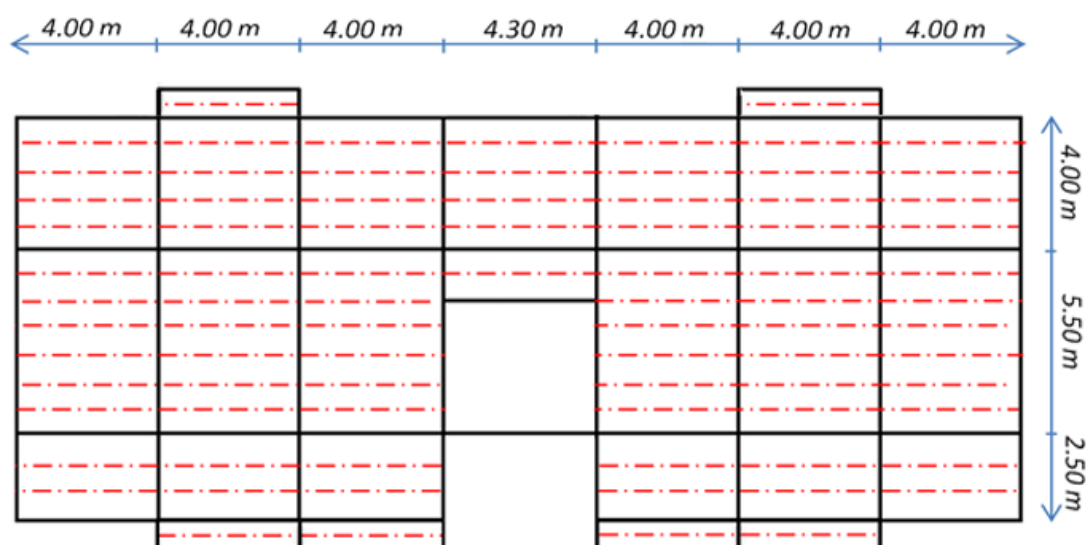


Figure 2-12:Types des poutrelles pour RDC ,1ere, 2eme, 3eme étage

Tableau 2-14:Schéma statique de types des poutrelles pour RDC,1er,2ème,3ème étage

Type	RDC,1ere,2 ^{ème} ,3 ^{ème} étage
1	(G, Q) Balcon
2	(G, Q) Balcon
3	(G, Q) étage courant
4	(G, Q) étage courant

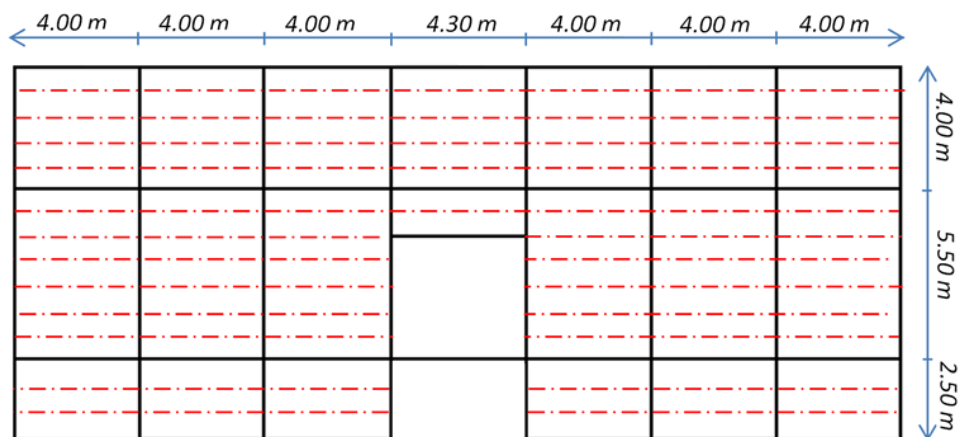


Figure 2-13:Types des poutrelles pour 4ème étage

Tableau 2-15:Schéma statique de types de poutrelles pour 4ème étage

Type	4 ^{ème} Étage
1	(G, Q) terrasse accessible (G, Q) étage courant 4m 4m 4m
2	(G, Q) étage courant 4m 4m 4m
3	(G, Q) étage courant 4m 4m 4m 4.3m 4m 4m 4m

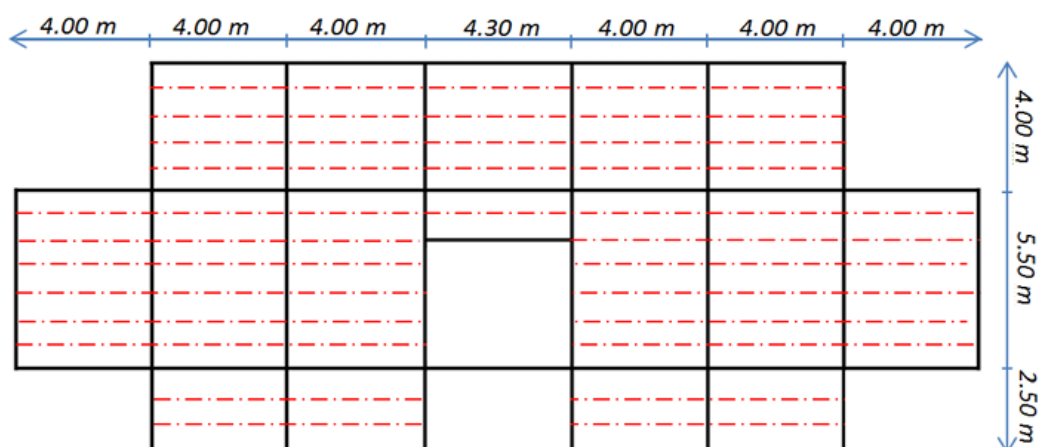


Figure 2-14:Types des poutrelles pour 5ème étage.

Tableau 2-16:Schéma statique de type de poutrelles pour terrasse accessible

Type	Terrasse accessible
1	(G, Q) terrasse accessible (G, Q) étage courant
2	(G, Q) étage courant
3	(G, Q) terrasse accessible (G, Q) étage courant (G, Q) terrasse accessible (G, Q) étage courant (G, Q) terrasse accessible

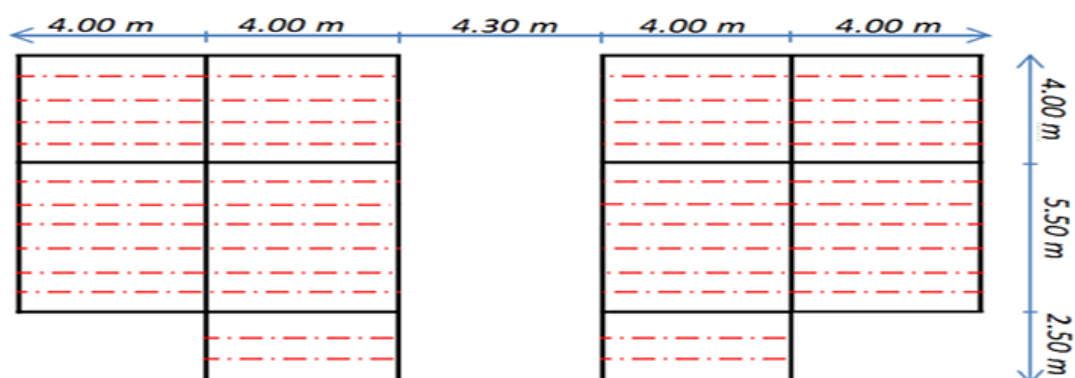


Figure 2-15:Types des poutrelles pour terrain inaccessible

Tableau 2-17:Schéma statique de types des poutrelles pour terrasse inaccessible.

Type	4 ^{ème} Étage
1	(G, Q) terrasse accessible
2	(G, Q) terrasse accessible

Les charges et les surcharges supportées par les poutrelles à (ELU) et à (ELS) sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 2-18: Les charges et surcharges en ELU et ELS

Niveau	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	b(m)	ELU(KN/ml)	ELS(KN/ml)
Terrasse inaccessible	6,54	1,5	0,65	6,71	4,90
Terrasse accessible	4,52	1,5		5,44	4,73
Etage courant	5,8	1,5		6,53	4,73

2.8.2 Etude des escaliers :

Les escaliers sont un élément qui permet le passage d'un niveau à l'autre et la circulation verticale des personnes.

Dans une construction les escaliers sont constitués par des volées préfabriquées en béton armé reposant sur des paliers coulés en place, la jonction palier –volée est assurée par des piques de scellement s'opposant à l'effort transmis par la paillasse au palier (TERFAOUI, 2020) .

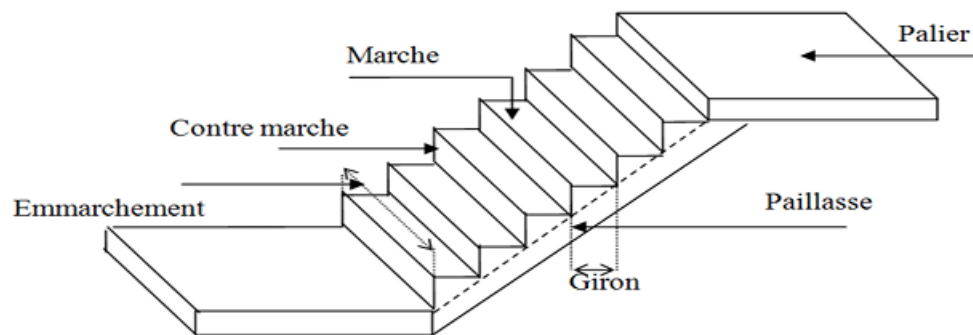


Figure 2-16:Schéma d'un escalier.

La terminologie utilisée pour les escaliers :

- g : giron (largeur d'une marche).
- He : hauteur d'étage.
- h : hauteur d'une marche.
- n : le nombre de marches.
- α : l'inclinaison de la paillasse.
- L : ligne de foulée.
- e : l'épaisseur du palier intermédiaire.

Paillasse : le plafond qui monte sous les marches.

Contre marche : la partie verticale d'une marche.

Volée : c'est une suite de marche ; elle peut être droite ou courbe.

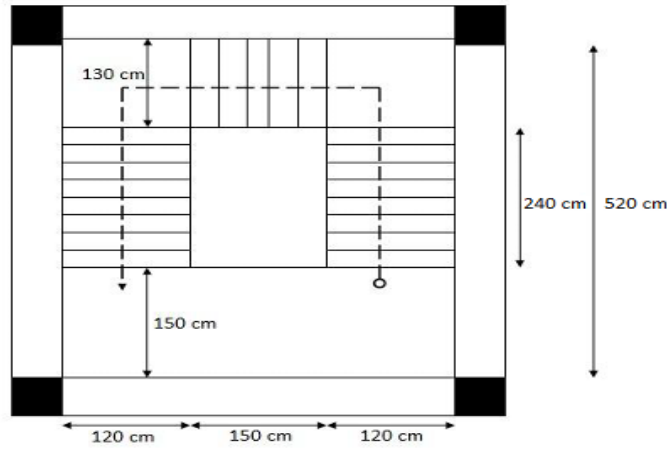
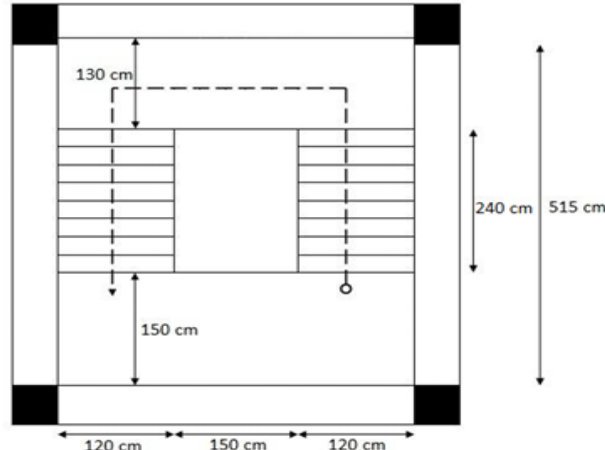
Palier de repos : la partie horizontale d'un escalier, entre deux volées.

- h : hauteur de la contre marche. $13 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$. Alors on prend $h = 17 \text{ cm}$.
- g : giron ou la longueur de la marche. $25 \leq g < 32 \text{ cm}$ Alors on prend $g = 30 \text{ cm}$ (Mémoire Kahouadji-Merah, 2018)

2.8.2.1 Pré dimensionnement des escaliers :

Le prédimensionnement des escaliers est résumé par le tableau ci-dessous:

Tableau 2-19:Pré dimensionnement des escaliers

Type1 (RDC) :	Type 2 (étage) :
Nombre de marches	
$n = \frac{He}{h} = \frac{400}{17}$ $n = 24$ Contre marches, n-1=nombre de marche 9 contre marches (1^{er} paillasse)→ 8marches 6contre marches (2éme Paillasse)→ 5 marches 9contre marches (3éme paillasse) → 8 marches	$n = \frac{He}{h} = \frac{300}{17}$ $n = 18$ Contre marches 9 contre marches (1^{er} paillasse)→ 8marches 6contre marches (2éme Paillasse)→ 5 marches
	
<u>La longueur de la ligne de foulée (L) :</u>	
1 ^{er} et 3éme paillasse : $\Rightarrow L = g(n - 1) = 30(9 - 1) = 240cm$ 2éme Paillasse : $\Rightarrow L = g(n - 1) = 30(9 - 1) = 240cm$	1ere et 2éme Paillasse : $\Rightarrow L = g(n - 1) = 30(9 - 1) = 240cm$
<u>L'inclinaison de la paillasse :</u>	
$tg\alpha = \frac{153}{240} = 32,52 \rightarrow 32,52$	
<u>Epaisseur de la paillasse :</u>	
$\frac{240}{20} \leq e \leq \frac{240}{15} \rightarrow 12 \leq e \leq 16 \text{ donc } \rightarrow e = 15cm$	
<u>Epaisseur du palier :</u>	

$$\frac{130}{20} \leq e \leq \frac{130}{15} \rightarrow 6,5 \leq e \leq 8,66 \text{ donc } \rightarrow e = 15\text{cm}$$

2.8.2.2 Calcul des sollicitations :

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q$
- ELS : $q_s = G + Q$

Tableau 2-20: Calcul des sollicitations de paillasse et palier

	G (KN /m²)	Q (KN /m²)	q_u (KN /m)	q_s (KN /m)
La paillasse	7,47	2,5	13,83	9,97
Le palier	4,3	2,5	9,55	6,8

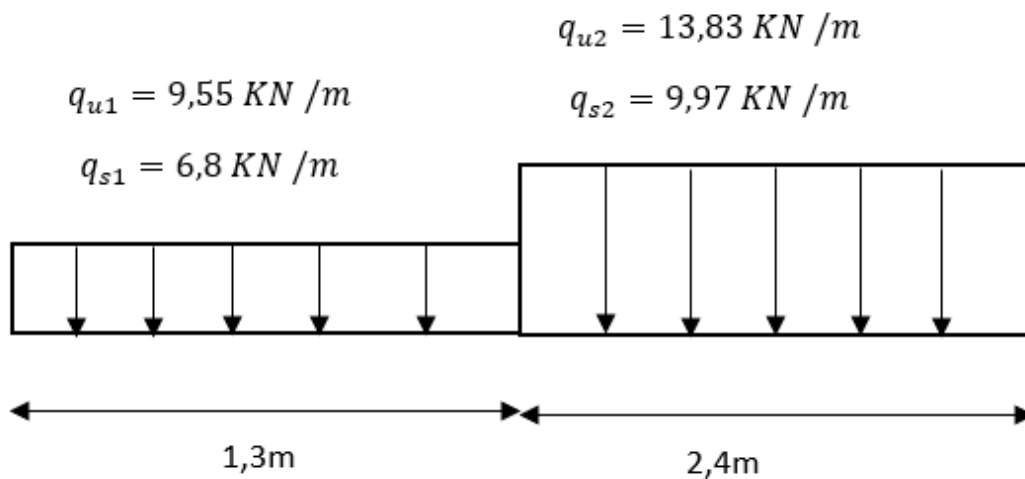


Figure 2-17: Schéma statique d'un escalier

2.8.2.3 La poutre palière:

Selon le **BAEL91**, le critère de rigidité est :

Donc la section de poutre palière :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$0,3 \times h \leq b \leq 0,7 \times h$$

On a : **L=3,9m**

$$\frac{3,9}{15} \leq h \leq \frac{3,9}{10}$$

$$0,26 \leq h \leq 0,39$$

On prend **h=0,30m=30cm**

$$0,3 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30$$

$$9\text{cm} \leq b \leq 21\text{cm}$$

On prend **b=30cm**

Vérification des conditions suivant le RPA99/v2003 :

$h \geq 30\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

$b \geq 20\text{cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

$\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1 \leq 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Donc la section de poutre palière : $\text{PPa } (30 \times 30)\text{cm}^2$

2.8.3 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un structural en béton armé plancher inaccessible du pour la protection de entre lui-même et la contre l'infiltration des considère également élément décoratif.



élément non contournant le bâtiment conçu ligne conjonctif forme de pente eaux pluviales, il comme un

Figure 2-18: Schéma de l'acrotère

2.8.3.1 Dimensionnement de L'acrotère :

Pour terrasse inaccessible (60cm) :

Poids propre de l'acrotère :

- Charge permanente :

On a :

$$G = \gamma_b \times S$$

$$\gamma_b = 25\text{MPa}$$

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,05 \times 0,1) + \frac{0,05 \times 0,1}{2}$$

$$S = 0,0675\text{m}^2$$

$$G = 25 \times 0,0675 = 1,6875\text{KN /ml}$$

- Charge d'exploitation : $Q=1 \text{ KN/ml}$

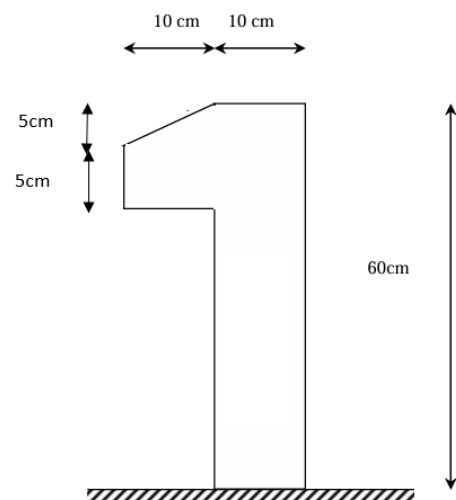


Figure 2-19: Schéma géométriques de l'acrotère

D'après le **RPA99/v2003** on a :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec

- $A = 0,15$ (Coefficient d'accélération zone IIa)
- $C_p = 0,8$ (Facteur de force horizontale)
- $W_p = G$ (Poids propre de l'acrotère)

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,687$$

$$F_p = \mathbf{0,81 \text{ KN/ml}}$$

2.8.3.2 Calcul des sollicitations :

Tableau 2-21 : Calcul des sollicitations de l'acrotère

	Effort normal de compression N (KN)	Moment fléchissant M (KN.m)	Effort tranchant V (KN)
ELU	2,27	0,9	1,5
ELS	1,687	0,6	1

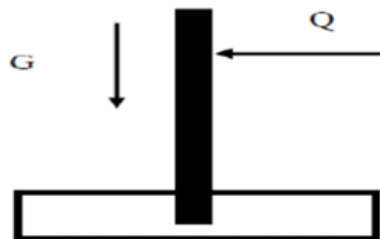


Figure 2-20:Schématisation de l'acrotère

2.8.3.3 Calcul de l'excentricité :

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,9}{2,27} = 0,396 \text{ m}$$

$$e = 39,6cm$$

$$\frac{ht}{6} = \frac{10}{6} = 1,67cm$$

$$e = 39,6cm > \frac{ht}{6} = 1,67cm$$

Donc la section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

2.8.4 Etude de Balcon :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine peut être appuyée sur deux, trois ou quatre appuis, comme elle peut être assimilée à une console (un seul appui). Elle est calculée par panneau, qui est délimité selon le nombre d'appuis (Bouleghalegh, 2021) .

- Lx : La plus petite dimension du panneau.
- Ly : La plus grande dimension du panneau.

Le calcul d'une dalle pleine dépend essentiellement du rapport : $\rho = \frac{Lx}{Ly}$

Si $\rho \leq 0,4$: La dalle travail suivant un seul sens, on les appels les poutres-dalles (flexion suivant Lx).

Si $\rho > 0,4$: La dalle travail suivant les deux sens, (flexion suivant Lx et Ly).

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

Notre structure on a deux types de Balcon :

- Type de L=1m
- Type de L=0,4m

➤ L'épaisseur de la dalle :

$$\text{Balcon de type 1 : } e \geq \frac{L}{10} = \frac{100}{10} = 10cm \quad \text{Donc on prend, } e=15cm$$

$$\text{Balcon de type 2 : } e \geq \frac{L}{10} = \frac{40}{10} = 4cm \quad \text{Donc on prend, } e=15cm$$

Pour type L=1m :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1}{3,6} = 0,278 < 0,4$$

Donc La dalle travaille dans un seul sens (comme une console).

Pour type L=0,4m :

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{0,4}{8,4} = 0,047 < 0,4$$

Donc La dalle travaille dans un seul sens (comme une console).

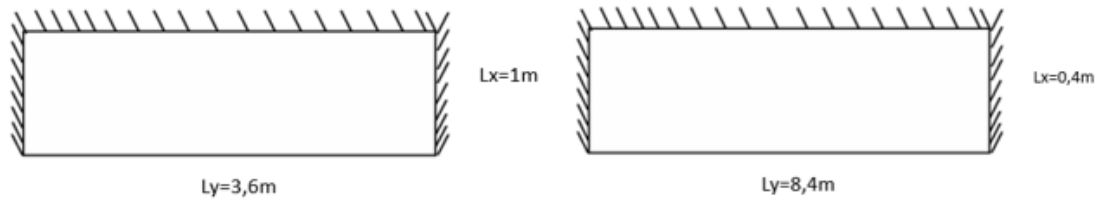


Figure 2-21:Schéma statique des deux types de balcon

2.8.4.1 Evaluation des charges :

Pour 1ml :

$$G=5,74 \text{ KN /m}$$

$$Q=3,5 \text{ KN/m}$$

2.8.4.2 Combinaisons des charges :

A l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = 1,35.5,74 + 1,5.3,5$$

$$q_u = 12,99 \text{ KN/ml}$$

Garde-corps:

$$P_u = 1,35. g = 1,35.1$$

$$P_u = 1,35 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS:

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 5,74 + 3,5$$

$$q_s = 9,24 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = 1 \text{ KN/ml}$$

2.8.4.3 Calcul des sollicitations :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} - P_u \times l \quad , \quad V_u = P_u - q_u \times l$$

$$M_s = -\frac{q_s l^2}{2} - P_s \times l \quad , \quad V_s = -P_s - q_s \times l$$

Tableau 2-22: Calcul des sollicitations de balcon

Type	$M_u (KN.m)$	$V_u (KN)$	$M_s (KN.m)$	$V_s (KN)$
1m	5,14	11,64	5,62	10,24
0,4m	7,73	14,24	6,74	12,08

2.9 Conclusion :

Dans ce chapitre on a présenté le bâtiment choisi pour l'étude comparative entre les deux règlements RPA et le BCJ.

Par la suite nous avons fait le pré dimensionnement pour arriver à déterminer les dimensions économiques, afin d'éviter un surplus d'acier et du béton.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après les vérifications, les données de ce chapitre seront utilisées pour effectuer l'étude dynamique dans le chapitre 3.

Chapitre 3

ETUDE SISMIQUE COMPARATIVE

3.1 Introduction

Un séisme, se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

Ce implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation parasismique. Dans ce chapitre, nous allons commencer par comparer les méthodes de calculs dynamiques établis par le RPA et BCJ.

Nous appliquerons par la suite ces méthodes sur le bâtiment étudié. Afin d'atteindre notre objectif nous allons utiliser le logiciel SAP2000 (ounis-hadj).

3.2 Modélisation de la structure étudiée

Dans l'analyse de la structure, la modélisation est une phase importante, Les résultats obtenus à partir de l'étude d'un modèle donné ne peuvent être appliqués à la structure réelle que si ce modèle reflète de manière significative le comportement réel de la structure. Par conséquent, il est primordial de choisir le modèle le plus approprié pour obtenir des résultats pertinents et précis.

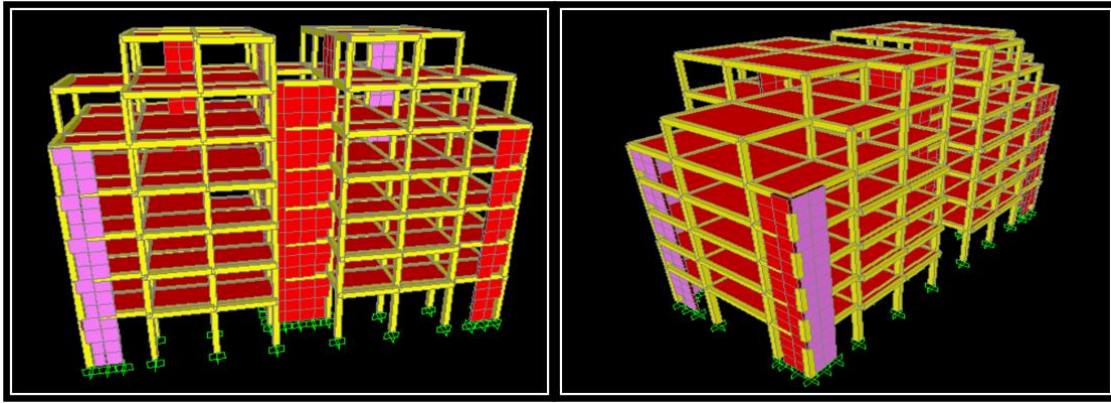


Figure 3-1:Modélisation de la structure étudiée par SAP2000

3.3 Choix du type de contreventement

En génie civil, un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'une construction face aux effets horizontaux générés par des actions potentielles telles que le vent, les séismes, les chocs, le freinage, etc. Il joue également un rôle dans la stabilisation locale de certaines parties de l'ouvrage face aux phénomènes d'instabilité.

- Le choix de l'emplacement des voiles doit répondre à plusieurs critères :
- Les conditions d'architectures.
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

3.4 Les Règles Parasismique Algériennes RPA99/2003

3.4.1 Choix de la méthode du calcul

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99), et qui sont liées aux régularités en plan et en élévation du bâtiment, notre structure est non régulière donc nous allons utiliser la méthode dynamique spectrale pour le dimensionnement parasismique du bâtiment.

Toutefois, on utilisera la méthode statique équivalente pour vérifier la condition du RPA¹⁷:

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$$

Avec :

- $V_{\text{dynamique}}$: La résultante des forces sismique à la base de la méthode dynamique.

¹⁷ [RPA99_v2003.pdf](#) (Page 46, Art 4.3.6)

- V_{statique} : La résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

3.4.2 Calcul de V_{statique}

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule proposée par le RPA99/V2003 :

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

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone (**Tableau 1-7**)
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : Facteur de qualité. (**Tableau 1-13**)
- R : Coefficient de comportement. (**Tableau 1-9**)
- β : coefficient de pondération, $\beta = 0,2$ (bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés **Tableau 1-12**).
- W : Le poids totale de la structure.

3.4.2.1 Coefficient d'accélération de zone « A »

- Zone IIa : Sismicité moyenne.
- Groupe d'usage : « 2 » : Ouvrages courants ou d'importance moyenne

Donc **$A = 0.15$**

3.4.2.2 Coefficient de comportement « R »

Coefficient de comportement « R » de notre structure, selon le RPA est $R = 4$ (système de Contreventement de structures en portiques par des voiles en béton armé).

Donc **$R = 4$**

3.4.2.3 Facteur d'amplification dynamique moyen « D »

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

Avec :

- η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

- T_2 : La période caractéristique liée à la catégorie du site, définie dans le **Tableau 1-10**.

❖ Détermination du coefficient d'amortissement

Le type de structure est un système mixte donc : $\xi = 10\%$

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \sqrt{\frac{7}{2 + 10}} = 0,76 \geq 0,7$$

❖ Détermination des paramètres du site

Selon le RPA les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T_1 et T_2 correspondent au cas du site 1(Rocheux) (voir-Tableau 1-10). Donc :

$$T_1 = 0,15 \text{ s} \quad \text{Et} \quad T_2 = 0,30 \text{ s}$$

❖ Estimation empirique de la période fondamentale

Dans le cas de la structure mixte, la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules suivantes :

$$T = \min(C_T h_N^{\frac{3}{4}}; 0,09h_N/\sqrt{D})$$

Avec

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, qui dépend du système de contreventement et du type de remplissage. Il est donné dans le chapitre 2 par le **Tableau 1-4**.

$C_T = 0,05$, Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.

- **Sens X :**

$$\begin{cases} h_N = 22 \text{ m} \\ D_x = 28,7\text{m} \end{cases}$$

$$T_x = \min\left(0,05 \times 22^{3/4}; 0,09 \times 22/\sqrt{28,7}\right) = \min(0,51\text{s}; 0,37\text{s})$$

$$T_x = 0,37\text{s}$$

- **Sens Y :**

$$\begin{cases} h_N = 22\text{m} \\ D_y = 12,4\text{m} \end{cases}$$

$$T_y = \min\left(0,05 \times 22^{3/4}; 0,09 \times 22/\sqrt{12,4}\right) = \min(0,51\text{s}; 0,56\text{s})$$

$$T_y = 0,51\text{s}$$

3.4.2.4 Distribution des voiles

Notre structure est un système de portique contreventé par des voiles.

Le choix de la position des voiles doit répondre à un certain nombre de critères,

- ✓ Les exigences d'architectures.
- ✓ La longueur des voiles doit assurer une rigidité adéquate.
- ✓ Il faut que les voiles soient disposés de telle sorte que l'excentricité soit minimum pour éviter le mode de torsion.
- ✓ Les voiles ne doivent pas être trop éloignés pour éviter la flexibilité du plancher. Il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches.

Pour évaluer la répartition des voiles dans cette étude, plusieurs variantes ont été étudiées. On a choisi la position qui vérifie la condition de la période, elle apporte une bonne participation massique aux modes fondamentaux. Ainsi, on a des vibrations translationnelles dans les deux premiers modes, et rotationnelles dans le troisième mode. Les résultats obtenus sont dressés dans le **Tableau 3-1**.

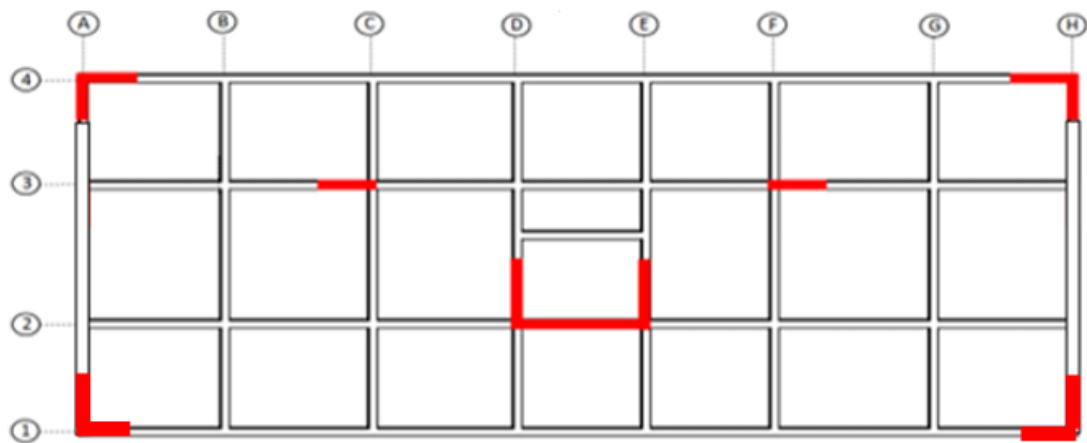


Figure 3-2:Disposition des voiles

➤ Analyse selon RPA :

Tableau 3-1:Participation massique modale selon RPA

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
Les modes	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	
Mode1	0,538682	1,727E-07	0,69647	1,727E-07	0,69647	Translation
Mode2	0,479596	0,45396	0,000000591	0,45396	0,69647	Translation
Mode3	0,379321	0,02457	1,927E-07	0,69966	0,69647	Rotation
Mode4	0,200628	0,01383	0,000001027	0,71349	0,69647	
Mode5	0,159581	3,892E-08	0,17524	0,71349	0,87172	
Mode6	0,14778	0,01129	1,612E-08	0,82488	0,87172	
Mode7	0,092348	0,05623	0,000002161	0,88111	0,87172	
Mode8	0,08558	0,04385	4,176E-07	0,92496	0,87172	
Mode9	0,080971	0,00000357	0,00332	0,92496	0,87504	
Mode10	0,080548	0,00001104	0,00516	0,92497	0,8802	
Mode11	0,080043	2,602E-08	0,06421	0,92497	0,9444	

➤ **Vérification de la période**

Selon le RPA les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30%. C'est à dire elle doit être inférieur à $1,3 T_{empirique}$.

- Sens X :

$$1,3 \times T_{empirique} = 1,3 \times 0,37s = 0,481s$$

On sait que $T_{analytique} = 0,47s$

Donc

$$1,3 T_{empirique} > T_{analytique}$$

- Sens Y :

$$1,3 \times T_{empirique} = 1,3 \times 0,51s = 0,66s$$

De même $T_{analytique} = 0,53s$

Donc

$$1,3 T_{empirique} > T_{analytique}$$

3.4.2.5 Calcul du facteur d'Amplification D

Selon le RPA les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site T_1 et T_2 correspondent au cas du site 1(Rocheux) :

$$T_1 = 0,15 \text{ s et } T_2 = 0,30 \text{ s}$$

Tableau 3-2: Choix de la période

Si	La période choisie pour le calcul du facteur D est
$T_{analytique} \leq T_{empirique}$	$T = T_{analytique}$
$T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3T_{empirique}$	$T = T_{empirique}$
$T_{analytique} \geq 1,3T_{empirique}$	$T = 1,3T_{empirique}$

- Sens X :

On est dans le cas n°02 : $T_2 \leq T \leq 3.0s$

On a $\eta = 0,76$, $T_2 = 0,3s$ et $T = 0,37s$

$$D = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \text{ Donc : } D_x = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,3}{0,37}\right)^{2/3} = \mathbf{1,65 \text{ s}}$$

- Sens Y :

On est dans le cas n°02 : $T_2 \leq T \leq 3.0s$

On a $\eta = 0,76$, $T_2 = 0,3s$ et $T = 0,51s$

$$D = 2,5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \text{ Donc : } D_y = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,3}{0,51}\right)^{2/3} = \mathbf{1,33 \text{ s}}$$

3.4.2.6 Facteur de qualité « Q ».

a. Conditions minimales sur les files de contreventement :

Selon les normes du RPA, chaque file de portique doit comporter au minimum trois travées à chaque niveau, avec un rapport de portée ne dépassant pas 1,5

- Sens longitudinal (7 travées)

$$\left. \begin{array}{l} \frac{l_1}{l_2} = \frac{4}{4} = 1 < 1,5 \\ \frac{l_2}{l_3} = \frac{4}{4} = 1 < 1,5 \\ \frac{l_3}{l_4} = \frac{4}{4,3} = 0,93 < 1,5 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Critère observé } P_q = 0$$

- Sens transversal (3 travées)

$$\left. \begin{array}{l} \frac{l_1}{l_2} = \frac{4}{5,5} = 0,45 < 1,5 \\ \frac{l_2}{l_3} = \frac{5,5}{2,5} = 2,2 > 1,5 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Critère non observé } P_q = 0,05$$

b. Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins 4 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 valeur max et min d'espacement ne dépassant pas **1,5**. (Mémoire Kahouadji-Merah, 2018)

- Sens longitudinal (8 files) :

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{4,3}{4} = 1,08 < 1,5 \rightarrow \text{Critère observé } P_q = 0$$

- Sens transversal (4 files) :

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{5,5}{2,5} = 2,2 > 1,5 \rightarrow \text{Critère non observé } P_q = 0,05$$

c. Régularité en plan

Notre structure est classée irrégulière en plan $\rightarrow P_q = 0,05$

d. Régularité en élévation

Notre structure est classée irrégulière en élévation $\rightarrow P_q = 0,05$

e. Contrôle de la qualité des matériaux

Les matériaux utilisés dans notre structure sont contrôlés et conforme aux règlements en vigueur. On considère que ce critère est observé $\rightarrow P_q = 0$

f. Contrôle de la qualité de l'exécution

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les échantillons, on considère que ce critère est non observé car il est très difficile de contrôler toutes les opérations dans un chantier et pendant toute la durée du projet $\rightarrow P_q = 0,1$

$$\text{Facteur de qualité : } Q = 1 + \sum P_q = 1 + \sum 0,3$$

$$\mathbf{Q = 1,3}$$

Le Tableau 3-3 suivant présente les valeurs des P_q utilisées pour le calcul du facteur de qualité.

Tableau 3-3:Les valeurs des pénalités

Critère de Q	Pq	
	Observé	Non observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	/	0,05
2. Redondance en plan	/	0,05
3. Régularité en plan	/	0,05
4. Régularité en élévation	/	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	/
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0,1

3.4.2.7 Poids totaux de la structure

Les valeurs des poids des différents niveaux sont données par le logiciel SAP2000, et sont dressées dans le **Tableau 3-4**.

Tableau 3-4 : Poids propres de chaque étage de la structure

NIVEAU	Hauteur de l'étage (m)	Hauteur globale (m)	La masse sismique [kN]
RDC	4	4	4853,38
Etage 1	3	7	4254,9
Etage 2	3	10	4223,2
Etage 3	3	13	4205,7
Etage 4	3	16	3775,8
Etage 5	3	19	2611,9
Etage 6	3	22	2123,2
			$\sum W = 26048,08$

Le poids total de la structure est donc : **$W = \sum W_i = 26048,08 \text{ kN}$**

On a obtenu tous les paramètres de l'effort tranchant alors on le calcule à partir de l'expression ci-dessous.

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

Les différents paramètres sismiques de l'expression de l'effort tranchant sont résumés dans le **Tableau 3-5** ci-dessous.

Tableau 3-5:Les paramètres sismique selon le RPA

Coefficient	A	Dx	Dy	Q	R	$\sum W_i(\text{KN})$
Valeur	0,15	1,65s	1,33s	1,3	4	26048,08

$$V_x = 2095,24 \text{ kN}$$

$$V_y = 1688,89 \text{ kN}$$

3.4.3 Détermination des paramètres des combinaisons d'action

Voici toutes les combinaisons d'action selon RPA qu'on doit les déterminer dans le SAP2000 pour avoir une analyse dynamique de la structure.

$$\begin{cases} ELU = 1,35G + 1,5Q \\ ELS = G + Q \\ G + Q \mp 1,2E \\ G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{cases}$$

3.4.4 Spectre de réponse¹⁸

D'après l'action sismique représentée par le spectre de calcul dans (**Art 1.2.7**), On a obtenu la courbe suivant :

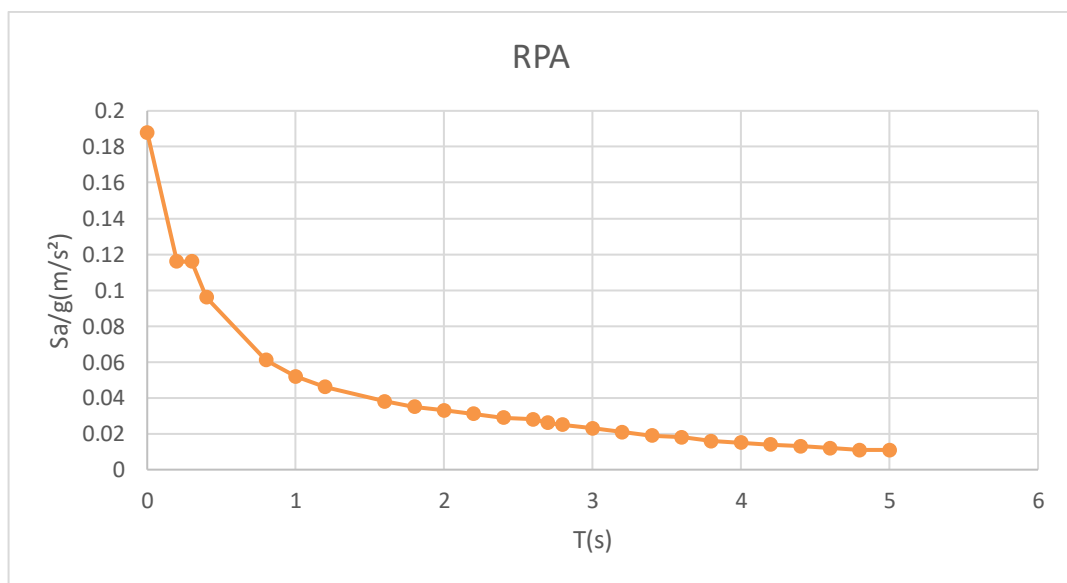


Figure 3-3: La courbe de spectre de réponse (RPA)

3.4.5 Vérification de l'effort tranchant a la base

D'après le RPA 99 V2003, la résultante des forces sismiques à la base (V) obtenue par la combinaison des valeurs modales doit représenter au moins 80% de la somme des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente (V_{statique}) pour une période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Il sera nécessaire d'augmenter tous les paramètres de réponse (forces, déplacements, moments, etc.) selon un rapport de $0,8V_{\text{statique}} < V_{\text{dynamique}}$. (MémoireKahouadji-Merah, 2018)

¹⁸ [RPA99_v2003.pdf](#)

- $V_{\text{dynamique}}$: Est la résultante des forces sismique à la base.
- V_{statique} : Est la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

$$V_{x \text{ dynamique}} = \sqrt{V_x^2 + V_y^2}, V_{y \text{ dynamique}} = \sqrt{V_x^2 + V_y^2}$$

$$\text{Sens } x: \begin{cases} V_{\text{dynamique}} = 1221,865 \text{ KN} \\ V_{\text{statique}} = 2095,24 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \frac{V_{\text{dynamique}}}{V_{\text{statique}}} = \frac{1221,865}{2095,24} = 0,58$$

$$\text{Sens } y: \begin{cases} V_{\text{dynamique}} = 1270,842 \text{ KN} \\ V_{\text{statique}} = 1688,89 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \frac{V_{\text{dynamique}}}{V_{\text{statique}}} = \frac{1270,842}{1688,89} = 0,75$$

Donc la condition $V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$ n'est pas vérifiée, donc on pondère toutes les réponses d'ordre dynamique avec les coefficients α_x et α_y .

$$\begin{cases} \alpha_x = \frac{0,8 \cdot V_{\text{statique}}}{V_{\text{dynamique}}} = \frac{0,8 \cdot 2095,24}{1221,865} = 1,37 \\ \alpha_y = \frac{0,8 \cdot V_{\text{statique}}}{V_{\text{dynamique}}} = \frac{0,8 \cdot 1688,89}{1270,842} = 1,06 \end{cases}$$

Donc on est revenu sur SAP2000 et on a changé les coefficients (scale factor) dans les combinaisons Ex et Ey avec 1,37 et 1,06 respectivement, on a obtenu les résultats dressés sur le **Tableau 3-6** suivant :

Tableau 3-6: Comparaison entre l'effort statique et dynamique

Effort tranchant à la base	V statique [kN]		Vdynamique [kN]		Vdynamique > 80% Vstatique	
	Vx	Vy	Vx	Vy	Vx	Vy
	2095,24	1688,89	1706,376	1373,183	Condition vérifiée	Condition vérifiée

3.4.6 Vérification des critères de régularité¹⁹ :

3.4.6.1 Régularité en plan

A partir des plans d'architecture on vérifie les conditions.

a) Le bâtiment est symétrique dans le sens X donc condition vérifiée.

Le bâtiment n'est pas symétrique dans le sens Y donc condition non vérifiée.

$$b) \frac{L_{longueur}}{L_{largeur}} = \frac{28,7}{12,4} = 2,31 < 4 \text{ Donc condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens X : } \frac{\sum l_i}{L} = \frac{4,3}{28,7} = 0,15 < 0,25 \text{ , Sens Y : } \frac{\sum l_i}{L} = \frac{4,5}{12,4} = 0,36 > 0,25$$

c) Vérification de l'excentricité : le tableau suivant donne les valeurs d'excentricité dans les deux sens X et Y.

Tableau 3-7:Vérification de l'excentricité selon RPA

Etages	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité				Vérification	
	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	e_x	e_y	0,15 L_x (m)	0,15 L_y (m)	X	Y
RDC	14,15	6,01	14,15	5,85	0	0,16	4,31	1,86	C.V	
1	14,15	5,98	14,15	5,85	0	0,13	4,31	1,86		
2	14,15	5,98	14,15	5,85	0	0,13	4,31	1,86		
3	14,15	5,98	14,15	5,85	0	0,13	4,31	1,86		
4	14,15	6,02	14,15	5,86	0	0,16	4,31	1,86		
5	14,15	5,91	14,15	4,72	0	1,19	4,31	1,86		
6	14,15	6,44	14,15	4,12	0	2,32	3,11	1,86	C.V	C.N. V

$$d) \frac{S_{ouverture}}{S_{totale}} = \frac{34,4}{336,21} = 0,10 < 15\% \rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

A partir des résultats trouvés ci- dessus, le bâtiment est classé irrégulier en plan selon le RPA.

¹⁹ [MémoireKahouadji-Merah.pdf](#)

3.4.6.2 Régularité en élévation

Les conditions de régularité en élévation citées au tableau 3-9, sont résumées par :

- a) Tous les éléments porteurs verticaux ne sont pas continus jusqu'à la fondation

Sens X

$$\frac{B_n}{B} = \frac{16}{28.7} = 0.55 < 0.67 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les étages 6-7 $\rightarrow \frac{16}{28.7} = 0.55 < 0.8 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$

Sens Y

$$\frac{B_n}{B} = \frac{9.5}{12.4} = 0.76 > 0.67 \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Les étages 6 -7 $\rightarrow \frac{B_6}{B_5} = 0.76 < 0.8 \rightarrow \frac{16}{28.7} = 0.55 < 0.8 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

- b) On doit vérifier la condition suivante : $\rightarrow \frac{M_i / K_{ix,y}}{M_{i-1} / K_{i-1x,y}} \leq 0,25$

Pour les derniers étages 6 - 7 :

Sens X :

$$\frac{2123,2/18,64.10^6}{2611,9/12,13.10^6} = 52,89\% > 25\% \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Sens Y :

$$\frac{2123,2/1,07.10^6}{2611,9/6,8.10^5} = 51\% > 25\% \rightarrow \text{Condition non vérifié}$$

A partir des résultats trouvés, le bâtiment est classé irrégulier selon le RPA

3.4.7 Vérification de coefficient de comportement R

Les efforts tranchants repris par les voiles pour $R = 4$ suivant les deux sens sont ;

$$\begin{cases} V_{xx} = 1521,29 \text{ kN} \\ V_{yy} = 1170,91 \text{ kN} \end{cases}$$

Tableau 3-8: Vérification de coefficient de comportement R

Méthode	Modale spectrale			
L'effort tranchant à la base (KN)	V_{xx}	V_{yy}	V_{Tx}	V_{Ty}
	1521,29	1170,91	1706,376	1373,183
$\frac{V_{xx}}{V_{Tx}}, \frac{V_{yy}}{V_{Ty}}$	$\frac{V_{xx}}{V_{Tx}} = 0,89 = \mathbf{89\%}$ $\frac{V_{yy}}{V_{Ty}} = 0,85 = \mathbf{85\%}$			

Le choix du coefficient de comportement $R = 4$ (4b. Système de contreventement de structure en portique par des voiles) est justifié.

3.4.8 Vérification des déplacements latéraux inter étages.

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 version 2003, concerne les déplacements latéraux inter étages.

D'après RPA99 / version 2003²⁰:

- Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)
- R : Coefficient de comportement ($R=4$)
- Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq 0,01 h_{étage}$$

²⁰ [RPA99_v2003.pdf](#) (Art 4.4.3 page 47)

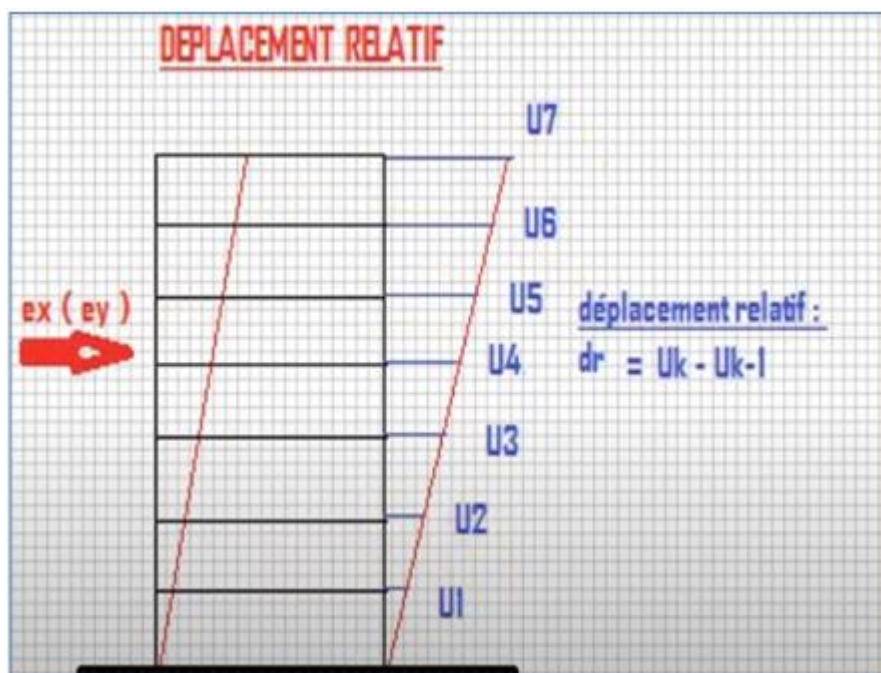


Figure 3-4 : Déplacement relatif sous l'effet sismique dans la sens E_x, E_y

- Selon (x-x) :

Tableau 3-9: Vérification des déplacements inter étages dans la direction X

Etage	R	δ_{ek}	$\delta_{ek} \cdot R$	Δ_k (cm)	$h_{étage}$ (cm)	$0,01h_{étage}$	Observation
6	4	0,76	3,04	0,52	400	4	Vérifié
5	4	0,63	2,52	0,56	300	3	Vérifié
4	4	0,49	1,96	0,48	300	3	Vérifié
3	4	0,37	1,48	0,44	300	3	Vérifié
2	4	0,26	1,04	0,44	300	3	Vérifié
1	4	0,15	0,6	0,36	300	3	Vérifié
RDC	4	0,06	0,24	0,24	300	3	Vérifié

- Selon (y-y) :

Tableau 3-10: Vérification des déplacements inter étages dans la direction Y

Etage	R	δ_{ek}	$\delta_{ek} \cdot R$	Δ_k (cm)	$h_{\text{étage}}$ (cm)	$0,01h_{\text{étage}}$ (cm)	Observation
6	4	0,8	3,2	0,52	400	4	Vérifié
5	4	0,67	2,68	0,52	300	3	Vérifié
4	4	0,54	2,16	0,52	300	3	Vérifié
3	4	0,41	1,64	0,52	300	3	Vérifié
2	4	0,54	1,12	0,48	300	3	Vérifié
1	4	0,16	0,64	0,36	300	3	Vérifié
RDC	4	0,07	0,28	0,28	300	3	Vérifié

3.4.9 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ ²¹

Dans le cas des bâtiments, les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est respectée à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

- Δ_k : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"
- h_k : Hauteur de l'étage "K"

²¹ [RPA99_v2003.pdf](#)

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, Les effets **P-Δ** peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{Si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{Si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

- Sens (x-x) :

Tableau 3-11:Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens xx

Niveau	H(m)	$\Delta_k(m)$	P_k	V_k	θ_k	Observation
6	3	0,0052	2123,2	329,482	0,011	Vérifié
5	3	0,0052	4735,1	605,874	0,013	Vérifié
4	3	0,0052	8510,9	928,797	0,015	Vérifié
3	3	0,0052	12716,6	1185,351	0,018	Vérifié
2	3	0,0048	16939,8	1387,666	0,019	Vérifié
1	3	0,0036	21194,7	1594,131	0,016	Vérifié
RDC	4	0,0028	26048,08	1625,201	0,0112	Vérifié

- Sens (y-y) :

Tableau 3-12:Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ sens yy

Niveau	H(m)	Δ_k	P_k	V_k	θ_k	Observation
6	3	0,0052	2123,2	329,482	0,03	Vérifié
5	3	0,0056	4735,1	605,874	0,012	Vérifié
4	3	0,0048	8510,9	928,797	0,015	Vérifié
3	3	0,0044	12716,6	1185,351	0,016	Vérifié
2	3	0,0044	16939,8	1387,666	0,018	Vérifié
1	3	0,0036	21194,7	1594,131	0,016	Vérifié
RDC	4	0,0024	26048,08	1625,201	0,013	Vérifié

Remarque

D'après les résultats obtenus dans les tableaux ci-dessus les effets (P-Δ) peuvent être négligés puisque tous les coefficients sont inférieurs à 0,10.

3.4.10 Vérifications de l'effort normal réduit sous combinaisons sismiques

Selon le RPA (version 2003), il est nécessaire de vérifier l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

On doit vérifier la formule suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où,

- N_d : l'effort normal maximal.
- B_c : section du poteau.
- f_{c28} : résistance caractéristique du béton avec $f_{c28} = 25MPa$

Les résultats des différentes vérifications de l'effort normal réduit sont résumés dans le **Tableau 3-13**.

Tableau 3-13: Vérifications de l'effort normal réduit selon le RPA.

Niveau	$B_c \text{ (cm}^2\text{)}$	$N_d \text{ (KN)}$	ν	Condition $\nu \leq 0,3$
RDC et 1	40×40	1217,1	0,3	Vérifié
2,3	35×35	856,178	0,28	Vérifié
4,5 et 6	30×30	488,625	0,22	Vérifié

L'analyse des résultats montre que cette condition est bien vérifiée.

3.5 Le code parasismique japonais BCJ1980

3.5.1 La procédure du calcul ²²:

La **Procédure**[2] : s'applique aux bâtiments spécifiés de 30 m ou moins de hauteur.

a) Il doit être confirmé que l'angle de déplacement de chaque étage résultant de la force sismique ne dépasse pas 1/200 (1/120 s'il n'y a pas de dommages graves résultant de la déformation des structures).

b) Il doit être confirmé que le rapport de rigidité de chaque étage est de 0,6 ou plus.

c) Il doit être confirmé que le rapport d'excentricité de chaque étage ne dépasse pas 0,15.

d) En plus de ce qui précède, les calculs spécifiés pour chaque type de structure par le ministre doivent également être effectués.

L'objectif des conceptions basées sur la **Procédure** [2] visent à garantir la sécurité contre les séismes extrêmement violents en diminuant la répartition de la rigidité et de l'excentricité en hauteur, tout en garantissant des niveaux adéquats de résistance, de rigidité et de ductilité à l'aide de concepts relativement simples.

3.5.2 Calcul l'effort tranchant²³

On tient à rappeler que le coefficient de cisaillement standard C_0 prend deux valeurs en fonction du niveau de sismicité

- Sismicité modéré niveau 1 : $C_0 = 0,2$.
- Forte sismicité niveau 2 : $C_0 = 1$.

²² [31 Japan 1 Building Code 2020.pdf \(kenken.go.jp\)](#) (Page 10, Art 6.2.1)

²³ [E1-180-2011 IntEQEngMainA4E \(5\).pdf](#)

3.5.2.1 Niveau 1 « vérification de la limite des dommages »

$$Q_i = C_i \cdot \sum_{j=1}^n W_j$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

- Q_i : Effort tranchant au niveau du i -ème étage
- W_j : Poids du j -ème étage
- n : Nombre d'étages
- C_i : Coefficient de cisaillement d'étage
- Z : Facteur de zone sismique
- R_t : Facteur de spectre élastique.
- A_i : Facteur de distribution verticale.
- C_0 : Coefficient de cisaillement standard.
- $C_0 = 0,2$.

1. Le Facteur de zone sismique Z

Étant donné les contextes tectoniques distincts de l'Algérie et du Japon, il est difficile d'identifier une zone au Japon qui présente une sismicité équivalente à celle d'une région algérienne donnée.

D'après notre étude il faut que l'on calcule la force sismique au Japon avec les mêmes paramètres dans la région de notre structure (ORAN, Algérie)

.Tableau 3-14:La zone sismique avec RPA et BCJ

RPA	BCJ
Zone 2a	Zone B : $Z=0,8$

Le spectre élastique R_t

Dans le BCJ, les formules sur le tableau ci-dessous sont utilisées pour calculer le spectre de réponse pour différentes périodes de vibration.

On calcul Les valeurs du spectre de réponse (R_t) normalisées par l'accélération de la pesanteur comme suit :

Tableau 3-15:Le spectre de réponse élastique R_t au Japan

T	$T < T_c$	$T_c < T \leq 2T_c$	$T > 2T_c$
R_t	1	$1 - 0,2 \left(\frac{T}{T_c} - 1 \right)^2$	$1,6 \cdot \frac{T_c}{T}$

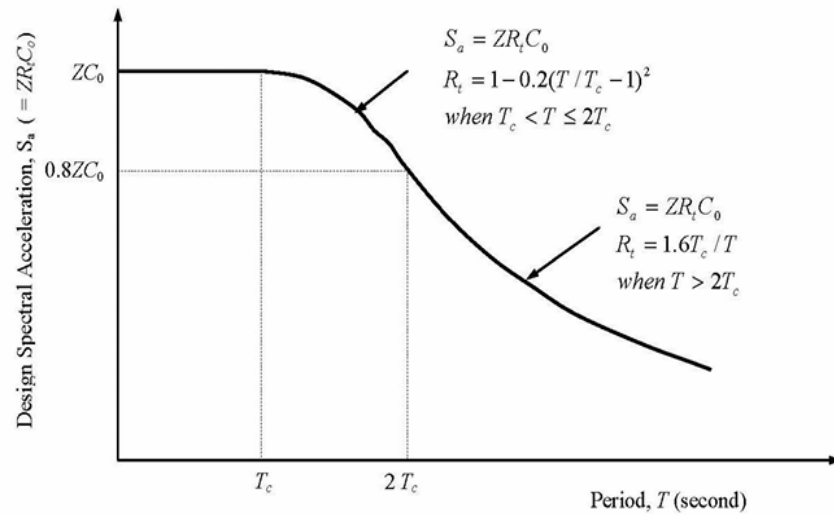


Figure 3-5:Conception de réponse sismique japonais, S_a^{24}

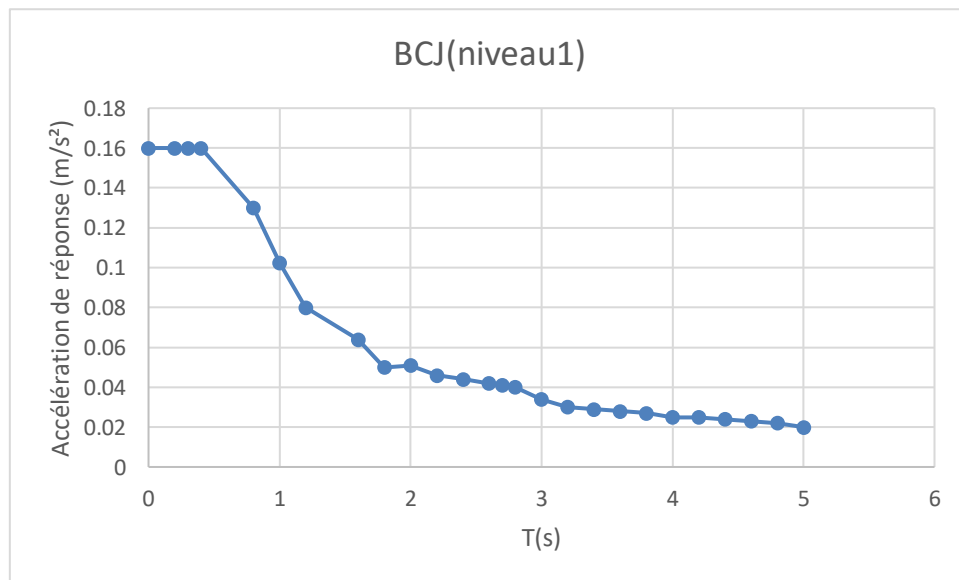


Figure 3-6: Spectre de réponse BCI1980 (niveau1)

²⁴ [Comparison of the USA China and Japan Seismic Design Procedures 20160302 2.pdf](#)

Pour T ont utilisé la formule suivante :

$$T = (0,02 + 0,01\alpha) \cdot h$$

Avec $\alpha = 0$ pour le béton armé, on a $h=22m$:

$$T = (0,02 + 0,01 \cdot 0) \cdot h = 0,02 \cdot h = 0,02 \cdot 22$$

$$T = 0,44 s$$

Pour notre structure D'après le BCJ1980 On a un site rocheux $T_c = 0,4s$

Donc

$$T_c < T \leq 2T_c$$

$$R_t = 1 - 0,2 \left(\frac{T}{T_c} - 1 \right)^2 = 1 - 0,2 \left(\frac{0,44}{0,4} - 1 \right)^2$$

$$R_t = 0,998$$

Le facteur de distribution verticale A_i

Ce facteur est donné en fonction de la période fondamentale de la structure, tel que:

$$A_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \cdot \left(\frac{2T}{1 + 3T} \right)$$

$$\alpha_i = \frac{\sum_{j=1}^n W_j}{\sum_{i=1}^n W_i}$$

Tableau 3-16:Le facteur de distribution vertical A_i selon BCJ

Niveau	W_j (KN)	α_i	A_i^*
RDC	5254,78	0,1841	2,042
1	4653,3	0,1626	2,125
2	4623,4	0,1617	2,128
3	4604,3	0,1609	2,132
4	4170,1	0,1459	2,199
5	2922,3	0,1025	2,466
6	2333,6	0,0820	2,655
$\sum W_j = 28561,78KN$			

Note : * La période : $T=0,44s$

$$Q_i = C_i \cdot \sum_{j=1}^n W_j$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

Tableau 3-17:L'effort tranchant Q_i selon BCJ

Les étages	A_i	C_i^*	W_j (KN)	Q_i (KN)
RDC	2,041	0,32	28561,78	9139,76
1	2,125	0,339	23307	7901,07
2	2,128	0,339	18653,7	6323,6
3	2,132	0,339	14030,3	4756,27
4	2,199	0,35	9426	3299,1
5	2,466	0,39	5255,9	2049,8
6	2,655	0,42	2333,6	980,112

Note :

- * Le facteur de zone sismique : $Z=0,8$
- * Le facteur de spectre élastique : $R_t=0,998$
- * Le coefficient de cisaillement $C_0=0,2$

3.5.3 Vérification d'inter étage

L'angle de déformation d'étage est calculé par l'expression suivante

$$R_i = \frac{\delta_i}{h_i} < \frac{1}{200}$$

- R_i : L'angle de déformation.
- δ_i : Le déplacement de chaque étage.

Tableau 3-18:L'angle de déformation Ri dans les deux sens X et Y

Les étages	Q_i (KN)	h_i (m)	Sens (x-x)			Sens(y-y)		
			La rigidité K_i (KN/m)	δ_i (m)	R_i	La rigidité K_i (KN/m)	δ_i (m)	R_i
RDC	9139,7	4	1864425,7	0,0049	0,0012	1073035,6	0,0085	0,0021
1	7901,1	3	1213634	0,0065	0,0021	680156,1	0,011	0,0036
2	6323,6	3	934990,026	0,0067	0,0022	541960,9	0,011	0,0036
3	4756,27	3	743059,584	0,0064	0,0021	456176,35	0,1	0,0033
4	3299,1	3	568536,637	0,0058	0,0019	369045,7	0,009	0,003
5	2049,8	3	369164,027	0,0055	0,0018	258894,317	0,008	0,0027
6	980,112	3	170041,24	0,0057	0,0019	127543,185	0,0076	0,0025
			Condition vérifié			Condition vérifié		

3.5.4 Le rapport de rigidité R_s :

On doit calculer le rapport de rigidité R_s par la formule suivante :

$$R_s = \frac{r_s}{\bar{r}_s} > 0,6$$

Avec, $r_s = 1/R_i$ $\bar{r}_s = \frac{\sum_{i=1}^n r_s}{n}$

- Selon (x-x) :

Tableau 3-19:Le rapport de rigidité R_s dans la direction X

Niveau	L'angle de déformation R_i	r_s	$\bar{r}_s$	Le rapport de rigidité R_s	Condition $R_s > 0,6$
RDC	0,0012	833,33	549,77	1,51	Condition vérifié
1	0,0021	476,19		0,86	Condition vérifié
2	0,0022	454,54		0,82	Condition vérifié
3	0,0021	476,19		0,86	Condition vérifié
4	0,0019	526,32		0,96	Condition vérifié
5	0,0018	555,55		1,01	Condition vérifié
6	0,0019	526,32		0,96	Condition vérifié

- Selon (y-y) :

Tableau 3-20:Le rapport de rigidité R_s dans la direction Y

Niveau	L'angle de déformation R_i	r_s	$\bar{r}_s$	Le rapport de rigidité R_s	Condition $R_s > 0,6$
RDC	0,0021	476,19	348,35	1,36	Condition vérifié
1	0,0036	277,77		0,79	Condition vérifié
2	0,0036	277,77		0,79	Condition vérifié
3	0,0033	303,03		0,86	Condition vérifié
4	0,003	333,33		0,95	Condition vérifié
5	0,0027	370,37		1,06	Condition vérifié
6	0,0025	400		1,14	Condition vérifié

$$\sum r_s = 2438,46$$

3.5.5 Le rapport d'excentricité

Le rapport d'excentricité dans le BCJ est calculé comme suit :

$$R_{ex} = \frac{e_x}{r_{ex}} \leq 0,15$$

Remarque : Pour tous les niveaux, si un étage ne satisfait pas à la condition ci-dessous la capacité portante ultime du bâtiment face aux charges latérales doit être vérifiée²⁵

- Sens(x-x) ;

Tableau 3-21:Le rapport d'excentricité dans la direction X

Niveau	RDC	1	2	3	4	5	6
Rigidité $\sum K_x$ (KN/m)	1864425,7	1213634	934990,0	743059,6	568536,6	369164	170041,2
$\bar{X}$ (m)	14,15	14,15	14,15	14,15	14,15	14,15	14,15
$\sum K_x \cdot X$ (KN)	$2,6 \times 10^7$	$1,7 \times 10^7$	$1,3 \times 10^7$	$1,05 \times 10^7$	$8,04 \times 10^6$	$5,2 \times 10^6$	$2,4 \times 10^6$
$\sum K_x \cdot X^2$ (KN.m)	$3,7 \times 10^8$	$2,4 \times 10^8$	$1,8 \times 10^8$	$1,48 \times 10^8$	$1,13 \times 10^8$	$7,4 \times 10^7$	$3,4 \times 10^7$
Ix+Iy (KN.m)	47729,29	20510,41	15801,33	12557,7	14554,54	522773,2	915229,97
e_x (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
r_{ex} (m)	0,16	0,13	0,13	0,13	0,16	1,18	2,32
Rapport d'excentricité Rex	1,25	1,53	1,53	1,53	1,25	0,16	0,08

Avec, $\bar{X} = \frac{\sum K_x \cdot X}{\sum K_x}$; $I_x = \sum K_x \cdot X^2 - \sum K_x \cdot \bar{X}^2$; $e_x = \frac{28,7}{2} - X$; $r_{ex} = \sqrt{\frac{I_x + I_y}{\sum K_x}}$

²⁵ [31 Japan 1 Building Code 2020.pdf \(kenken.go.jp\)](#) (Page 12, Art 6.2.3)

- Sens (y-y) :

Tableau 3-22:Le rapport d'excentricité dans la direction Y

Niveau	RDC	1	2	3	4	5	6
Rigidité $\sum K_y$ (KN/m)	1073035,6	680156	541961	456176,3	369045,7	258894,3	127543,1
$\bar{Y}$(m)	6,85	6,003	6,36	6,36	6,36	6,35	6,33
$\sum K_y.Y$(KN)	$7,35 \times 10^6$	$4,08 \times 10^6$	$3,44 \times 10^6$	$2,9 \times 10^6$	$2,3 \times 10^6$	$1,6 \times 10^6$	$8,07 \times 10^5$
$\sum K_y.Y^2$ (KN.m²)	$5,03 \times 10^7$	$2,75 \times 10^7$	$2,2 \times 10^7$	$1,8 \times 10^7$	$1,5 \times 10^7$	$1,04 \times 10^7$	$5,1 \times 10^6$
I_x+I_y (KN.m)	49512,9	2489892,3	77894,3	452148,8	72249,05	39265,4	10511,7
e_y	0,65	0,19	0,16	0,16	0,16	0,15	0,13
r_{ey}	0,21	0,17	0,17	0,17	1,19	1,42	2,68
Rapport d'excentricité Rex	3,09	1,12	0,9	0,13	0,13	0,11	0,05

$$\bar{Y} = \frac{\sum K_y.Y}{\sum K_y} \quad ; \quad I_y = \sum K_y.Y^2 - \sum K_y.\bar{Y}^2 \quad ; \quad e_y = \frac{12,4}{2} - Y \quad ; \quad r_{ey} = \sqrt{\frac{I_x+I_y}{\sum K_y}}$$

La condition $R_{ex} = \frac{e_x}{r_{ex}} \leq 0,15$ n'est pas vérifié dans le sens X et Y alors on doit vérifier la capacité latérale ultime de niveau 2.

3.5.5.1 Niveau 2 « vérification de la limite de sécurité » ²⁶

Dans la deuxième phase de la conception, on doit vérifier l'excentricité du plan, la répartition de la rigidité latérale, le respect des exigences minimales du code dans certains cas, et la capacité de charge sismique ultime pour chaque étage.

L'effort tranchant de niveau 2 Q_{ud} (capacité de résistance à la charge latérale) de chaque étage (sauf le sous-sol) doit être égale ou supérieure au cisaillement latéral spécifié Q_{un} déterminé comme suit.

²⁶ [Fujipress_JDR-1-3-1 \(2\).pdf](#)

$$Q_{un} = D_s \cdot F_{es} \cdot Q_{ud}$$

$$Q_{ud} = Z \cdot R \cdot A_i \cdot C_0 \cdot \sum_{j=1}^n W_j$$

- **C_0** : Cette procédure est similaire à l'évaluation de l'effort tranchant dans le premier niveau de conception pour les tremblements de terre, sauf que le coefficient de cisaillement standard C_0 est maintenant est égale 1,0.
- **Q_{ud}** : Est L'effort tranchant pour les mouvements sismiques violents, défini comme Q_i
- **D_s** : est le facteur caractéristique structurel défini dans le **Tableau 1-14**. Il prend en compte des propriétés du bâtiment qui influencent sa résistance aux séismes.
- **F_{es}** : est le facteur de forme.

Le spectre élastique de niveau 2

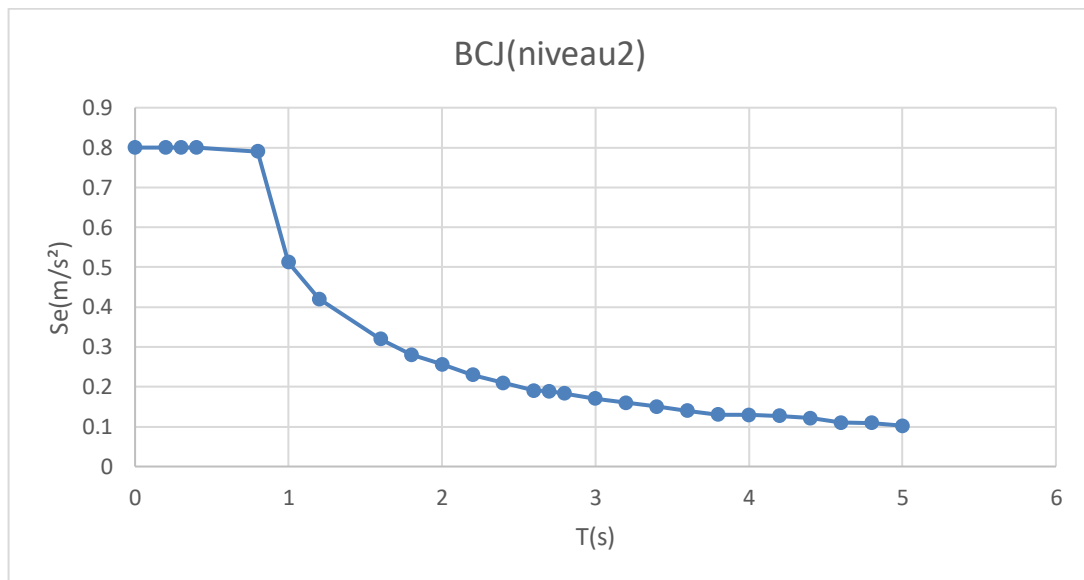


Figure 3-7:Le spectre élastique de niveau 2 pour $C_0=1$

1. Le facteur caractéristique structurel D_s (Coefficient de comportement) :

Dans notre étude d'après le RPA on a le type de contreventement « Portique contreventés par des voiles » **$R=4$** , et selon le BCJ1980 qui a un facteur D_s d'après **Tableau 1-14** on a un portique contreventé par des voiles pour **$D_s=0,4$** .

2. Calcul de La capacité latérale ultime Q_{ud} pour $C_0=1$:

Tableau 3-23:La capacité latérale ultime Q_{ud}

Etage	A_i	Z	Rt	C_i^*	W_j (KN)	Q_{ud} (KN)
RDC	2,041	0,8	0,998	1,63	28561,78	46542,4
1	2,125	0,8	0,998	1,696	23307	39528,67
2	2,128	0,8	0,998	1,698	18653,7	31673,98
3	2,132	0,8	0,998	1,70	14030,3	23851,51
4	2,199	0,8	0,998	1,75	9426	16495,5
5	2,466	0,8	0,998	1,97	5255,9	10354,12
6	2,655	0,8	0,998	2,12	2333,6	4947,232

3. Vérification

- Vérification d'inter étage :

Tableau 3-24:Vérification d'inter-étage

			Sens (x-x)			Sens(y-y)		
Etage	Q_i (KN)	h_i (m)	La rigidité Ki (KN/m)	δ_i (m)	R_i	La rigidité Ki (KN/mm)	δ_i (mm)	R_i
RDC	46542,4	4	1864425,694	0,025	0,00625	1073035,6	0,043	0,01
1	39528,7	3	1213634,004	0,032	0,0106	680156,04	0,058	0,02
2	31674	3	934990,026	0,034	0,0113	541960,9	0,058	0,02
3	23851,5	3	743059,584	0,032	0,0106	456176,35	0,052	0,017
4	16495,5	3	568536,637	0,029	0,009	369045,7	0,044	0,015
5	10354,1	3	369164,027	0,028	0,009	258894,317	0,04	0,013
6	4947,23	3	170041,24	0,029	0,009	127543,185	0,038	0,0126
Condition $R_i < 1/200$			Condition vérifiée			Condition vérifiée		

- Le rapport de rigidité R_{si} :

- Selon (x-x):

Tableau 3-25:Le rapport de rigidité R_s de niveau 2 dans la direction X

Etage	L'angle de déformation R_i	r_s	$\bar{r}_s$	Le rapport de rigidité R_s	Condition $R_s > 0,6$
RDC	0,00625	160	110,06	1,45	Condition vérifié
1	0,0106	94,34		0,85	Condition vérifié
2	0,0113	88,49		0,80	Condition vérifié
3	0,0106	94,34		0,85	Condition vérifié
4	0,009	111,1		1,01	Condition vérifié
5	0,009	111,1		1,01	Condition vérifié
6	0,009	111,1		1,01	Condition vérifié

- Selon (y-y) :

Tableau 3-26:Le rapport de rigidité R_s dans la direction Y

Etage	L'angle de déformation R_i	r_s	$\bar{r}_s$	Le rapport de rigidité R_s	Condition $R_s > 0,6$
RDC	0,01	100	68,82	1,45	Condition vérifié
1	0,02	50		0,72	Condition vérifié
2	0,02	50		0,72	Condition vérifié
3	0,017	58,82		0,85	Condition vérifié
4	0,015	66,67		0,96	Condition vérifié
5	0,013	76,92		1,117	Condition vérifié
6	0,0126	79,36		1,15	Condition vérifié

4. Le facteur de forme Fes :

Le facteur de forme Fes est calculé par l'expression suivante :

$$Fes = Fe \cdot Fs$$

Où

Tableau 3-27:Le rapport de rigidité Fs

$Fs = 1,0$	$si Rs \geq 0,6$
$Fs = 1,5$	$si Rs \leq 0,3$
$Fs = 1,0 + \frac{0,5}{0,3}(0,6 - Rs)$	$si 0,3 < Rs < 0,6$

Tableau 3-28:Le rapport d'excentricité Fe

$Fe = 1,0$	$si Re \leq 0,15$
$Fe = 1,5$	$si Re \geq 0,3$
$Fe = 1,0 + \frac{0,5}{0,15}(Re - 0,15)$	$si 0,15 < Re < 0,3$

5. Calcul de Q_{un} pour C0=1

- Selon (x-x) :

Tableau 3-29:La capacité latérale ultime Qun à chaque étage dans le sens X

Etage	Q_{ud}	Ds	Rsi	Fs	Rex	Fe	Fes	Q_{un}
RDC	46542,4	0,3	1,45	1	0	1	1	13962,72
1	39528,7	0,3	0,85	1	0	1	1	11858,61
2	31674	0,3	0,80	1	0	1	1	9502,2
3	23851,5	0,3	0,85	1	0	1	1	7155,45
4	16495,5	0,3	1,01	1	0	1	1	4948,65
5	10354,1	0,3	1,01	1	0	1	1	3106,23
6	4947,23	0,3	1,01	1	0	1	1	1484,169

- Selon (y-y) :

Tableau 3-30: La capacité latérale ultime Q_{un} à chaque étage dans le sens Y

Etage	Q_{ud}	Ds	Rsi	Fs	Rey	Fe	Fes	Q_{un}
RDC	46542,4	0,3	1,45	1	4,05	1,5	1,5	20944,08
1	39528,7	0,3	0,72	1	0,02	1	1	11858,61
2	31674	0,3	0,72	1	2,12	1,5	1,5	14253,3
3	23851,5	0,3	0,85	1	2,11	1,5	1,5	10733,175
4	16495,5	0,3	0,96	1	0,3	1,5	1,5	7422,975
5	10354,1	0,3	1,117	1	0,25	1,2	1,2	3727,47
6	4947,23	0,3	1,15	1	0,12	1	1	1484,169

La condition de BCJ $Q_{ud} > Q_{un}$ est vérifié dans les deux directions X et Y.

3.5.6 Exigences minimales spécifiées ²⁷

Un bâtiment qui réussit les contrôles de rigidité et de facteur d'excentricité est considéré comme un bâtiment raisonnablement régulier et susceptible d'être sécurisée en cas de séisme. Par conséquent, ces bâtiments sont dispensés du contrôle long et laborieux de la capacité de charge latérale ultime s'ils satisfont également à un ensemble d'exigences minimales établies par le MLIT (ministère du Logement, du Territoire, des Infrastructures et des Transports du Japon).

Procédure [2 – 2]: Pour les structures en béton armé et en béton armé enrobé d'acier ne dépassant pas 31 mètres de hauteur, les exigences minimales sont les suivantes :

- 1) Chaque étage doit respecter la condition suivante dans les directions longitudinale et transversale :

$$\sum 2,5. \alpha A_w + \sum 0,7. \alpha A_c \geq 0,75. Z. W. A_i$$

- $f_c = 25 \text{ MPa}$
- $\alpha = \sqrt{\frac{f_c}{18}} = \sqrt{\frac{25}{18}} = 1,38$ donc $1 < \alpha < \sqrt{2}$ Est vérifié.

²⁷ [E1-180-2011_IntEQEngMainA4E \(5\).pdf](#)

- La Surface horizontale des voiles dans la direction de la force sismique :
 $A_w = 20cm = 200mm$
- La surface horizontale des poteaux A_c .
- Le facteur de zone sismique $Z=0,8$.
- Le poids de la structure W.
- Sens (x-x) :

Tableau 3-31:Exigences minimales spécifiées selon X

Etage	$A_w(mm)$	$A_c(mm)$	α	Z	W(KN)	A_i	Observation
RDC	200	40000	1,38	0,8	5254,78	2,042	Condition vérifié
1	200	40000	1,38	0,8	4653,3	2,125	Condition vérifié
2	200	35000	1,38	0,8	4623,4	2,128	Condition vérifié
3	200	35000	1,38	0,8	4604,3	2,132	Condition vérifié
4	200	30000	1,38	0,8	4170,1	2,199	Condition vérifié
5	200	30000	1,38	0,8	2922,3	2,466	Condition vérifié
6	200	90000	1,38	0,8	2333,6	2,655	Condition vérifié

- Sens (y-y) :

Tableau 3-32:Exigences minimales spécifiées selon Y

Etage	$A_w(mm)$	$A_c(mm)$	α	Z	W(KN)	A_i	Observation
RDC	200	40000	1,38	0,8	5254,78	2,042	Condition vérifié
1	200	40000	1,38	0,8	4653,3	2,125	Condition vérifié
2	200	35000	1,38	0,8	4623,4	2,128	Condition vérifié
3	200	35000	1,38	0,8	4604,3	2,132	Condition vérifié
4	200	30000	1,38	0,8	4170,1	2,199	Condition vérifié
5	200	30000	1,38	0,8	2922,3	2,466	Condition vérifié
6	200	90000	1,38	0,8	2333,6	2,655	Condition vérifié

3.6 L'analyse comparative entre le RPA et le BCJ et l'interprétation des résultats

3.6.1 Les méthodes d'analyse²⁸

Tableau 3-33: Comparaison des méthodes d'analyse entre le RPA et BCJ

	RPA	BCJ
Analyse élastique linéaire	A	A
Analyse statique équivalent		
Analyse modale spectrale	A	A*
Analyse statique non linéaire (push over)	A	A
Analyse de l'historique de la réponse linéaire	NA	NA
Analyse de l'historique de réponse non linéaire	NA	A

A : Accepté, **AN** : Non accepté

* On peut l'utiliser pour calculer le facteur de distribution du cisaillement sismique à la place de A_i

3.6.2 Les modes de vibration²⁹

D'après le RPA, le nombre de modes qui satisfait la condition de la somme des masses modales supérieures à 90% de la masse totale de la structure est :

- Dans les directions x : 8 modes (92,49% de la masse sismique de la structure).
- Dans la direction y : 11 modes (94,44% de la masse sismique de la structure).

²⁸ [2b-0087 \(17wcee, Ishiyama\) \(1\).pdf](#)

²⁹ [MémoireKahouadji-Merah.pdf](#)

Tableau 3-34:Participation massique modale selon RPA

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Les modes	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Mode1	0,538682	1,727E-07	0,69647	1,727E-07	0,69647
Mode2	0,479596	0,45396	0,000000591	0,45396	0,69647
Mode3	0,379321	0,2457	1,927E-07	0,69966	0,69647
Mode4	0,200628	0,01383	0,000001027	0,71349	0,69647
Mode5	0,159581	3,892E-08	0,17524	0,71349	0,87172
Mode6	0,14778	0,11139	1,612E-08	0,82488	0,87172
Mode7	0,092348	0,05623	0,000002161	0,88111	0,87172
Mode8	0,08558	0,04385	4,176E-07	0,92496	0,87172
Mode9	0,080971	0,00000357	0,00332	0,92496	0,87504
Mode10	0,080548	0,00001104	0,00516	0,92497	0,8802
Mode11	0,080043	2,602E-08	0,06421	0,92497	0,9444

D'après le BCJ :

- Dans les directions xx : 8 modes (92,57% de la masse sismique de la structure).
- Dans la direction yy : 11 modes (94,43% de la masse sismique de la structure)

Les modes	Period	UX	UY	SumUX	SumUY
Mode1	0,566413	3,013E-07	0,69795	3,013E-07	0,69795
Mode2	0,504441	0,45679	8,841E-07	0,45679	0,69795
Mode3	0,398022	0,24442	2,048E-07	0,70121	0,69795
Mode4	0,21022	0,01407	0,000001517	0,71528	0,69795
Mode5	0,167295	9,318E-08	0,17481	0,71528	0,87276
Mode6	0,155024	0,11023	3,314E-08	0,8255	0,87276
Mode7	0,097085	0,05664	0,000002033	0,88214	0,87276
Mode8	0,089715	0,04359	4,048E-07	0,92573	0,87276
Mode9	0,085948	0,00002522	0,00071	0,92576	0,87347
Mode10	0,085453	0,0000481	0,0007	0,92581	0,87417
Mode11	0,084007	1,927E-11	0,07022	0,92581	0,94439

.Tableau 3-35:Participation massique modale selon BCJ

3.6.3 Comparaison des résultats obtenu dans le RPA et le BCJ

- L'effort tranchant :

Tableau 3-36: Comparaison l'effort tranchant à la base

Méthode modale spectrale	RPA		BCJ			
			Niveau 2 (Fort sismicité)		Niveau 1 (Moyenne sismicité)	
L'effort tranchant à la base	Ex (KN)	Ey (KN)	Ex (KN)	Ey (KN)	Ex (KN)	Ey (KN)
	1706,376	1373,183	17722,83	17375,74	3105,537	3369,092

A partir du **Tableau 3-36** on observe que les efforts tranchants à la base obtenus par le BCJ sont supérieurs à ceux obtenus par le RPA :

La différence entre les spectres de réponse qui représentent l'action sismique.

A titre d'exemple on a comparé graphiquement les résultats des accélérations des deux premiers modes qui sont presque égaux à ($T=0,54$ s avec la valeur de la participation massique égale à 70%) selon le RPA et le BCJ et finalement :

$$S_{RPA}(T = 0,54s) = 0,08g < S_{BCJ1}(T = 0,54s) = 0,14g$$

$$S_{RPA}(T = 0,54s) = 0,08g < S_{BCJ1}(T = 0,54s) = 0,8g$$

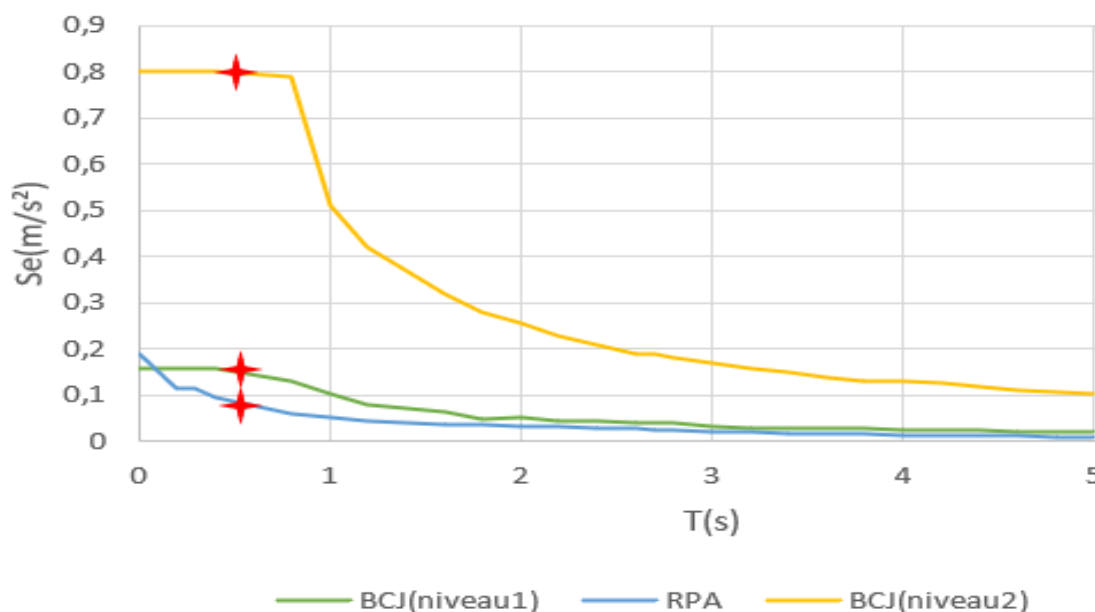


Figure 3-8: Comparaison des accélérations des deux premiers modes selon RPA et BCJ

Tableau 3-37 : Récapitulatif des paramètres d'étude pour les deux règlements

	RPA	BCJ	
		Niveau1	Niveau2
Coefficient d'accélération	0,15g	0,16g	0,8g
Facteur de zone	Zone 2a	Zone C : Z=0,8	
Type de sol	S1 : Site rocheux $T_1 = 0,15s$, $T_2 = 0,3 s$	S1 : Sol dur $T_c = 0,4s$	
Spectre élastique	Figure 3-3	Figure 3-6	Figure 3-7
Facteur d'importance	Groupe 2 : Ouvrage d'importance moyenne	/	
R (RPA) et Ds (BCJ)*	R=4 (Portique contreventé par des voiles)	Ds=0,4	
La période fondamentale	$T_x=0,53s$ $T_y=0,46s$	T=0,44s	
Le poids de la structure W	$W_T = 26048,08$	$W_T = 28561,78$	
Coefficient de cisaillement **	$C_{Bx} = \frac{V_x}{W} = \frac{2095,24}{26048,08} = 0,08$ $C_{By} = \frac{V_y}{W} = \frac{1688,89}{26048,08} = 0,06$	$C_B = \frac{Q}{W}$ $RDC: C_B = 0,32$ $1^{er} \text{ étage} : C_B = 0,27$ $2^{ème} \text{ Étage} : C_B = 0,22$ $3^{ème} \text{ Étage} : C_B = 0,16$ $4^{ème} \text{ Étage} : C_B = 0,11$ $5^{ème} \text{ Étage} : C_B = 0,07$ $6^{ème} \text{ Étage} : C_B = 0,03$	$C_B = \frac{Q}{W}$ $RDC: C_B = 1,62$ $1^{er} \text{ étage} : C_B = 1,38$ $2^{ème} \text{ Étage} : C_B = 1,10$ $3^{ème} \text{ Étage} : C_B = 0,83$ $4^{ème} \text{ Étage} : C_B = 0,57$ $5^{ème} \text{ Étage} : C_B = 0,36$ $6^{ème} \text{ Étage} : C_B = 0,17$

Note :

* Le coefficient de comportement R , équivalent au facteur de ductilité ($1/D_s$) :

Alors dans le RPA on a $R=4$

D'après BCJ on a $D_s=0,4$: $\frac{1}{0,4} = R \rightarrow R = 2,5$

Donc $R(RPA)=4 > R(BCJ)=2,5$

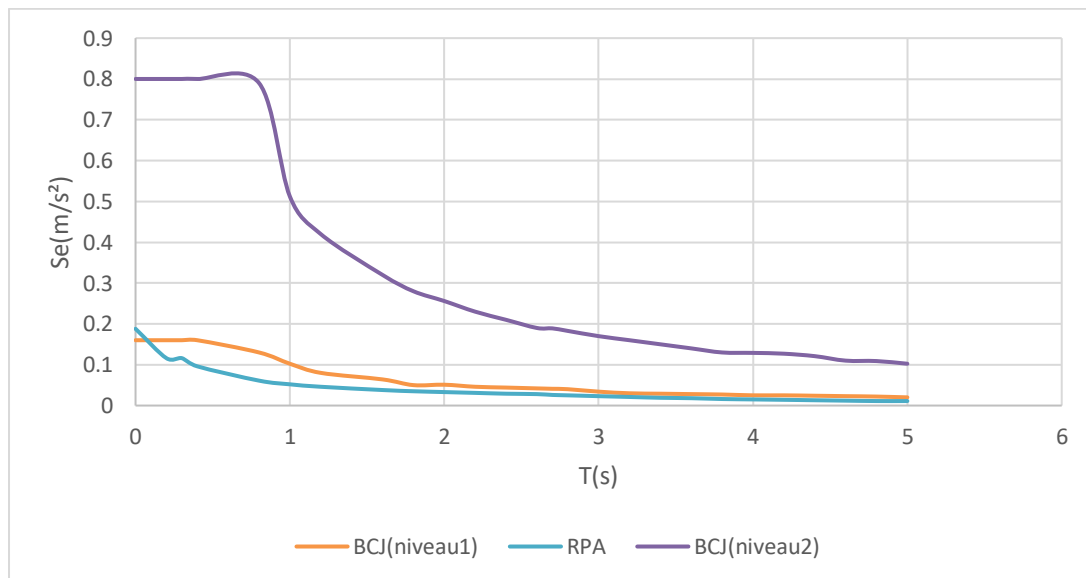
** Pour le RPA : $V = \frac{ADQ}{R} W$ on suppose que $C_B = \frac{ADQ}{R}$ lors $V = C_B \cdot W$.

Pour le BCJ : $Q = C_B W \rightarrow C_B = \frac{Q}{W}$ on fait l'équivalence avec le RPA

Les différences en état numérique entre le RPA et le BCJ sont justifiées par :

- Des combinaisons utilisées dans Le BCJ sont $(G+Q \mp E)$ et sont différentes de celle utilisées par le RPA99/V2003 qui sont donné par $(G+Q \mp E, 0.8G \mp E)$, et dans le calcul de la force sismique à la base on a que les résultats de BCJ sont supérieurs que les résultats donnés par le RPA99/V2003 et les périodes sont plus proche de 2 seconds de différence.
- La différence de spectre entre le RPA 99/v2003 et le BCJ dans ces deux niveaux de sismicité (niveau 1 moyenne sismicité pour $C_0=0,2$, niveau 2 forte sismicité pour $C_0=1$).
- La Différence de conception de calcul parasismique entre les deux règlements RPA et le BCJ.

Figure 3-9: Comparaison des spectres élastiques de RPA et BCJ



Commentaire :

D'après la figure au-dessous on remarque que le spectre d'accélération de RPA et de BCJ de niveau 1 pour $C_0=0,2$ $Se(BCJ) = 0,16m/s^2$ et $Se(RPA) = 0,18 m/s^2$ avec une petite différence de $0,02 m/s^2$, et par rapport le spectre de BCJ niveau 2 qui a un niveau maximal d'agitation du sol $Se(BCJ) = 0,8m/s^2$.

3.7 Conclusion

A partir de l'étude comparative faite dans ce chapitre on peut conclure les points suivants :

- Les deux règlements RPA et BCJ n'ont pas la même conception de calcul sismique.
- Le RPA présente deux actions sismiques en composantes horizontales indépendantes E_x et E_y et le BCJ présente une action sismique en composantes horizontales indépendantes E_x et E_y .
- Les combinaisons d'action de RPA et BCJ comporte la totalité des charges variables.
- Le RPA définit les masses sismiques qui sont égales à l'ensemble de charge permanente plus une fraction des charges variables, et cette fraction dépend du type de l'ouvrage, et le BCJ introduit la somme de charge variable et la charge permanente.
- La méthode de calcul de la période fondamentale diffère. Pour le RPA, après avoir calculé cette période, elle est ensuite comparée à celle obtenue pour la structure par le logiciel SAP2000. En revanche, le BCJ ne prend pas en considération la période déterminée par ce logiciel dans ses calculs.
- La valeur de l'effort tranchant à la base calculée par la méthode modale spectral selon BCJ est supérieure à celle calculée par le RPA.
- Le RPA et le BCJ n'adoptent pas les mêmes paramètres de la justification de la sécurité.

CONCLUSION GENERALE

Le séisme est un évènement naturel qui entraîne de nombreux dégâts humains et matériels, c'est pour cela qu'il existe de nombreux règlements à travers le monde concernant le calcul parasismique.

L'Algérie utilise un règlement parasismique qui s'appelle RPA99 v2003 cependant le Japon on trouve le BCJ (Building code of Japan).

L'objectif de notre travail est de présenter le règlement parasismique du Japon nommé le BCJ1980 en premier lieu, et d'essayer de réaliser une étude comparative avec le règlement parasismique algériens RPA99 version 2003.

A partir de l'étude comparative faite dans ce projet, on conclut les points de divergence principaux suivants :

Les deux règlement RPA et BCJ n'ont pas la même conception de calcul sismique.

Le RPA classes les sols en quatre (4) catégories seulement, le BCJ adopte 3 catégories, les trois premiers sont pareils à ceux du RPA.

En ce qui concerne la classification des bâtiments, le RPA classe les structures en fonction de la destination de son importance., le BCJ ne classe pas les ouvrages selon leur importance.

Le BCJ divise la ductilité en trois classes (ductilité faible et ductilité moyenne et excellente ductilité), cependant le RPA ne donne pas le classe de ductilité directe.

Le BCJ détermine le coefficient D_s (l'inverse de R) par une formule approchée qui dépend du type de système structural, et la qualité de structure on terme de la classification de ductilité et la régularité en plan et en élévation, et le RPA sont basées sur les résultats de certaines analyses non linéaires faites pour des structures à matériaux et contreventement différents sous les séismes précédents.

Le RPA99 adopte un seul spectre de réponse élastique horizontale de calcul, par contre le BCJ préconise 2 spectres de réponse avec deux niveau (niveau 1 pour les zones de moyenne sismicité et niveau 2 pour les zones de fort sismicité), Pour le cas étudié dans ce travail on a observé que valeurs du spectre de réponse linéaire du BCJ sont supérieures à celles de RPA.

Références

Aoyama, Hiroyuki. OUTLINE OF EARTHQUAKE PROVISIONS IN THE RECENTLY REVISED JAPANESE BUILDING CODE .

BAEL91. 2017. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites . Décembre 2017.

Bouleghalegh, Namous et. 2021. ETUDE COMPARATIVE ENTRE LE REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIENNE ET L'EUROCODE 8:EXEMPLE D'ETUDE D'UN BATIMENT R+5 EN . Mila : s.n., 2021.

CBA93. 1993. regles de conception et de calcul des structures en béton armé. décembre 29, 1993.

Chlef, Univ. Principe de conception parasismique.

Chock, Martin &. Comparaison with building code in USA and japan.

DTR, 48 B C 2. 1999. Charges permanentes et charge d'exploitation . Décembre 4, 1999.

Hiroyuki Aoyama.

ISHIYAMA, Yuji. 2011. seismic code of buildings in japan. 2011.

ISHIYAMA2, Marjan FAIZIAN1 and Yuji. 2004. COMPARISON OF SEISMIC CODES OF 1981 JAPAN (BSLJ), 2000 USA (IBC) AND 1999 IRAN (ICS). canada : s.n., 2004.

Japan, The Case of. BUILDING REGULATION FOR RESILIENCE.

KASSOUL, Amar. 2016. CONCEPTION PARASISMIQUE DES BÂTIMENTS. 2016.

LAHOUEL, YUCEF. 2017. ÉTUDE COMPARATIVE ENTRE LE REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN RPA99/2003 ET LE CODE EUROPEENNE D'UNBÂTIMENT EN BÉTON ARMÉ « 2 Sous-sols R+15. 2017.

MAACHE, SLIMANI. Etude d'un Bâtiment (R+8+2s/sol) à Usage d'Habitation et commercial.

MémoireKahouadji-Merah. 2018. Étude paramétrique comparative de la conception et du dimensionnement . Tlemcen : s.n., 2018.

ounis-hadj. INITIATION AU SAP 2000.

Rafik TALEB, Prof. S. SUGANO. 2010. Seismic Design Code II. April 2010.

RPA99/v2003. 2003. DOCUMENT TECHNIQUE REGLEMENTAIRE. REGLES PARASISMIQUES PARASISMIQUES ALGERIENNES. 2003.

Sakashita, Masanobu. 2019. Earthquake Resistant Design Method for Buildings. 2019.

2010. Seismic code of japan II. 2010.

TERFAOUI, GUENIDI. 2020. Etude D'un Bâtiment R+6 Contreventé par des voiles en zone sismique. ouargla : s.n., 2020. 1.

The 17th World Conference on Earthquake Engineering. **Y. Ishiyama, H. Kato, and T. Nagase. 2020.** 2020.

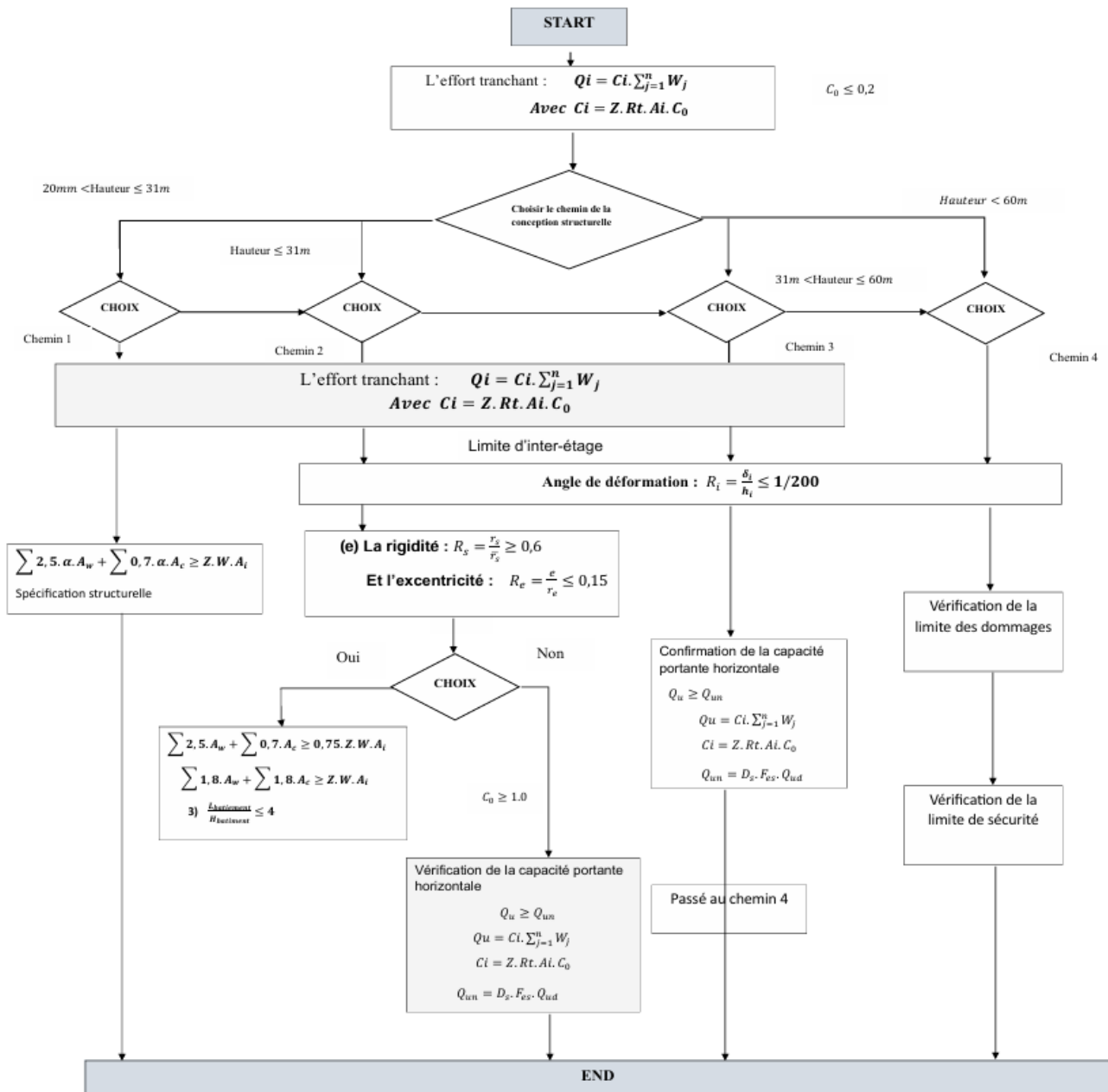
Yuiji Ishiyama, Dr.Rng. 2011. Seismic codes in the world. February 2011.
Yuji Ishiyama, Dr.Eng. MajorEarthquakes and Develpoment of Seismic Code.

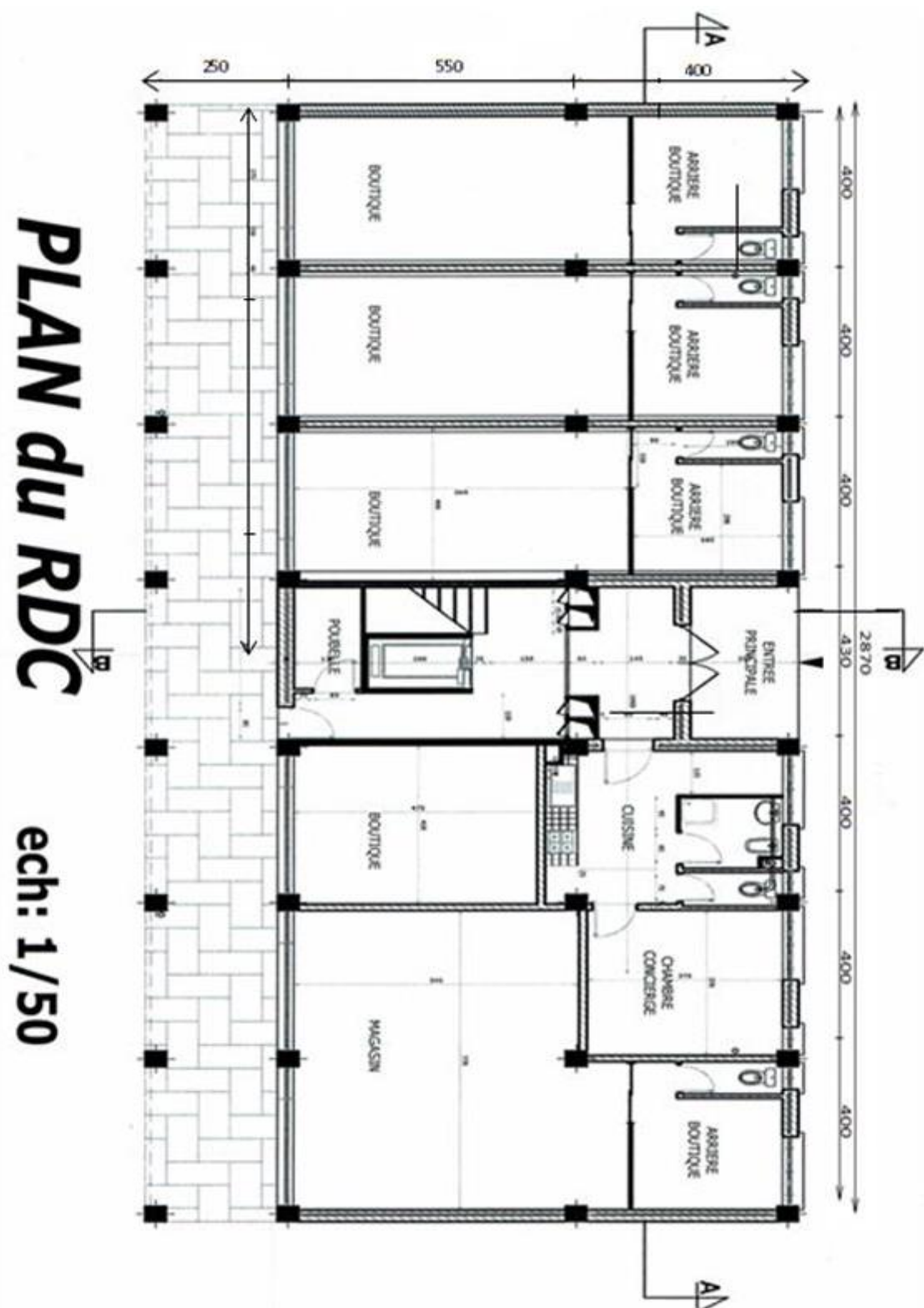
Logiciel Utilisé

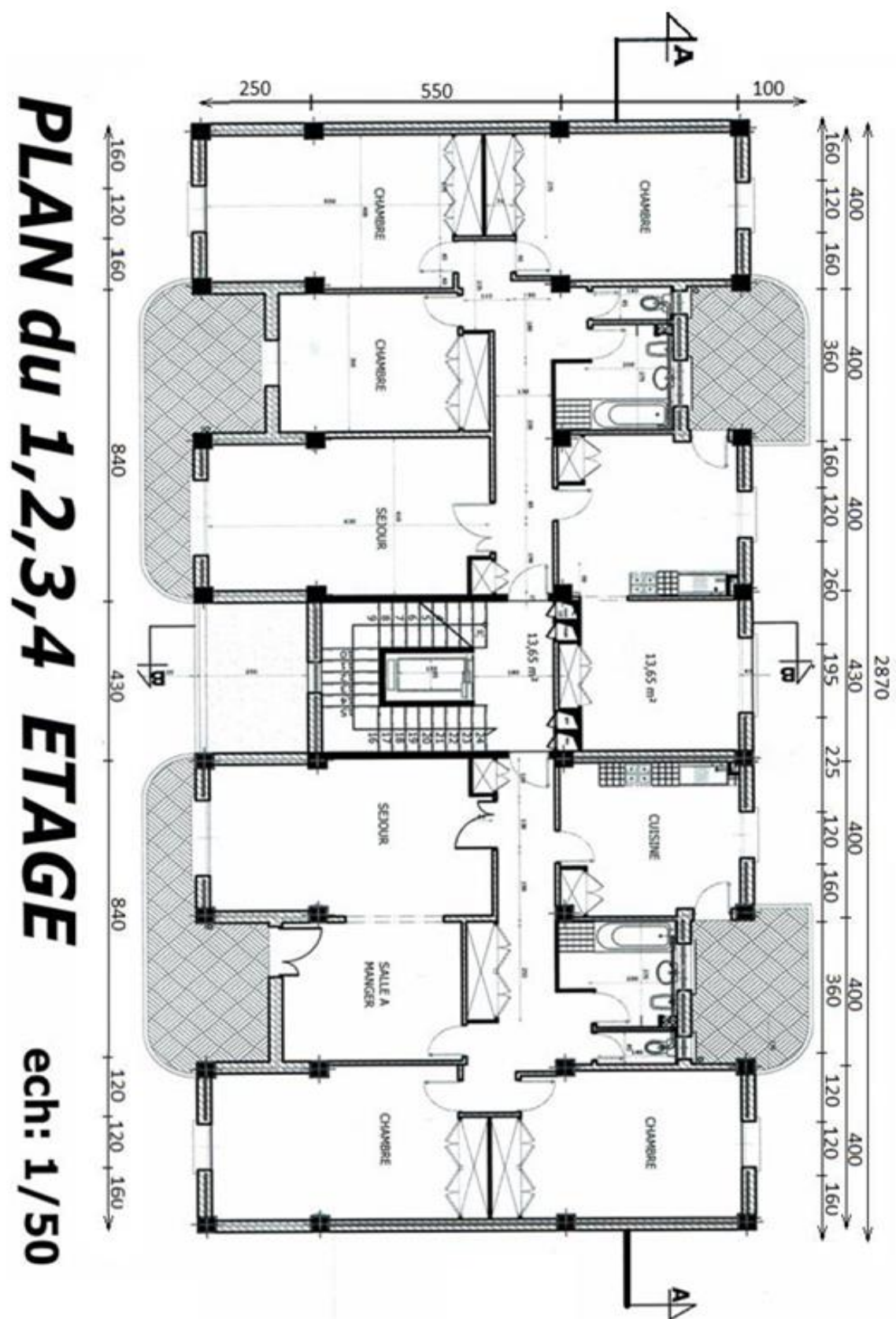
- Logiciel de SAP 2000.
- EXCEL 2016.
- WORD 2016.

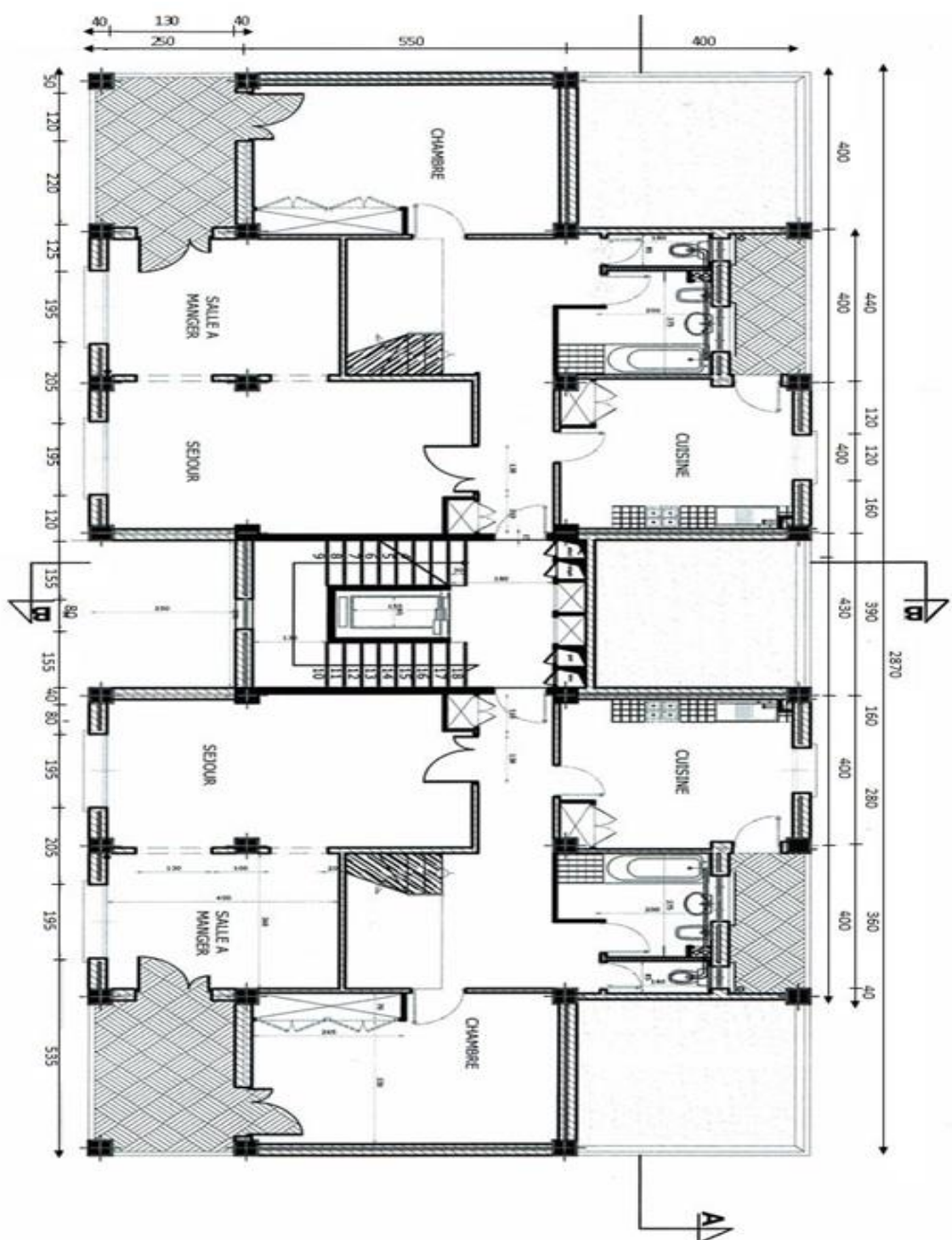
Annexes

- FORMULAIRE DU CODE PARASISMIQUE DU JAPON BCJ1980 POUR LES BATIMENTS EN BETON ARME :

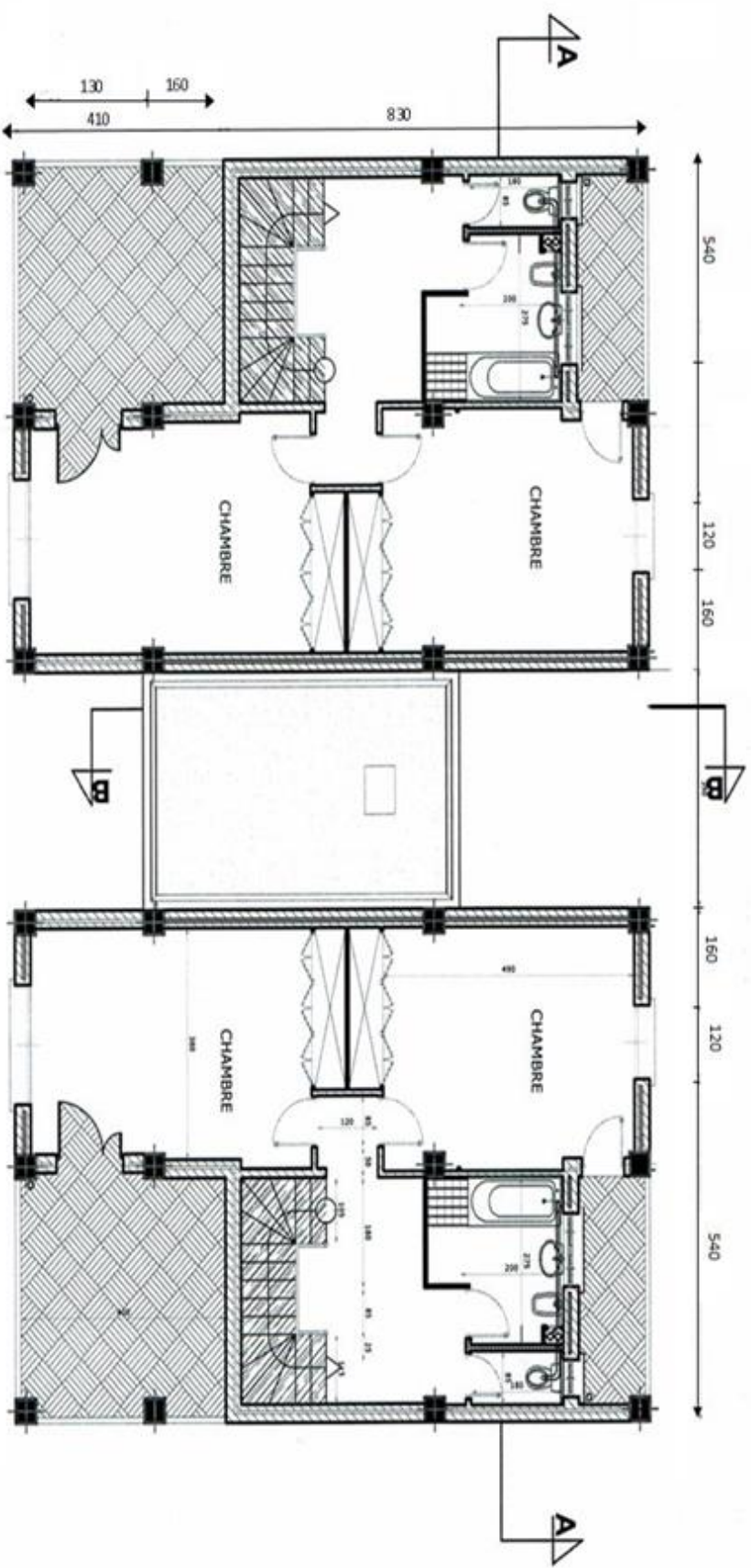






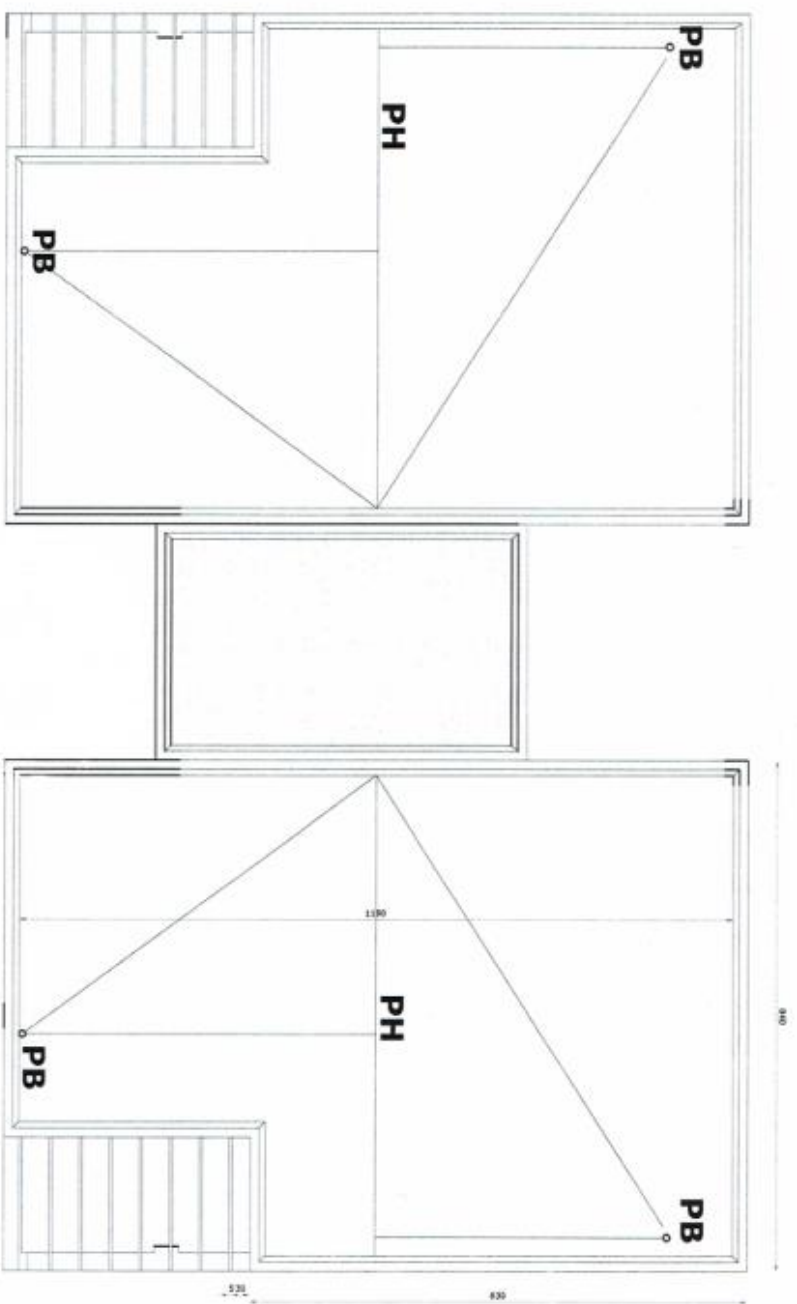


PLAN du DUPLEX 1ER NIVEAU ech: 1/50



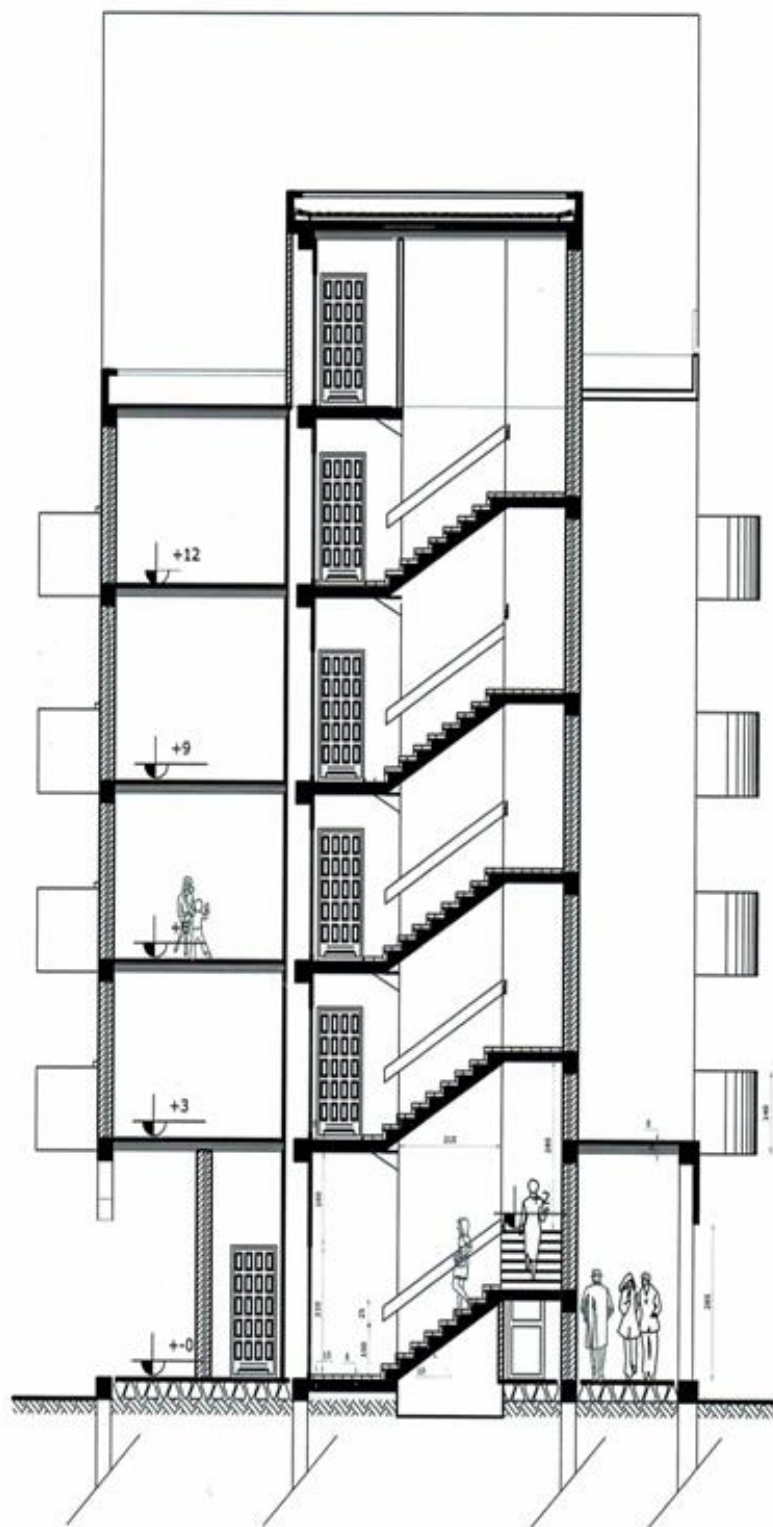
PLAN du DUPLEX 2EME NIVEAU

ech:1/50



PLAN DE TOITURE

ech: 1/50

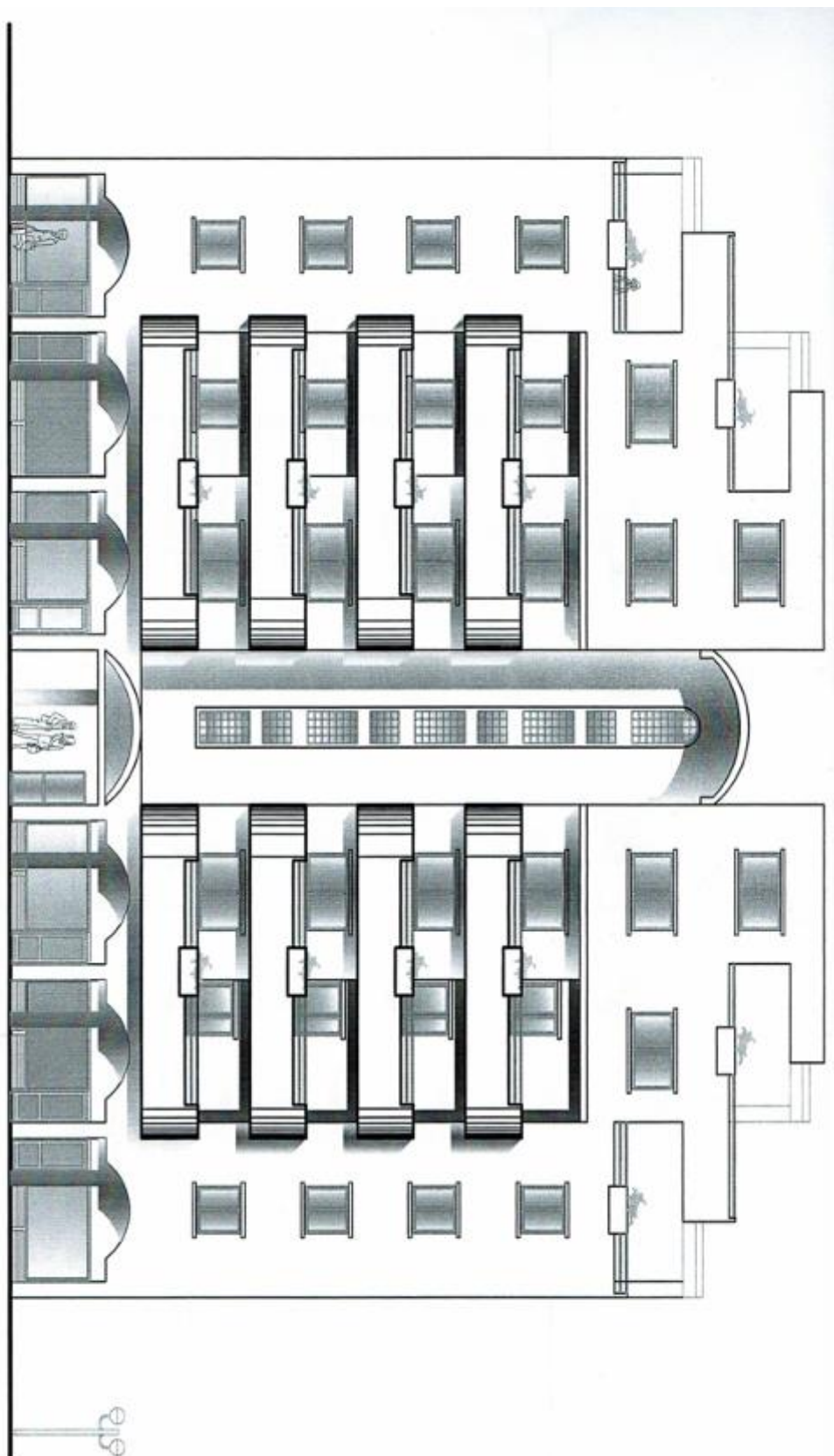


COUPE B-B ech: 1/50

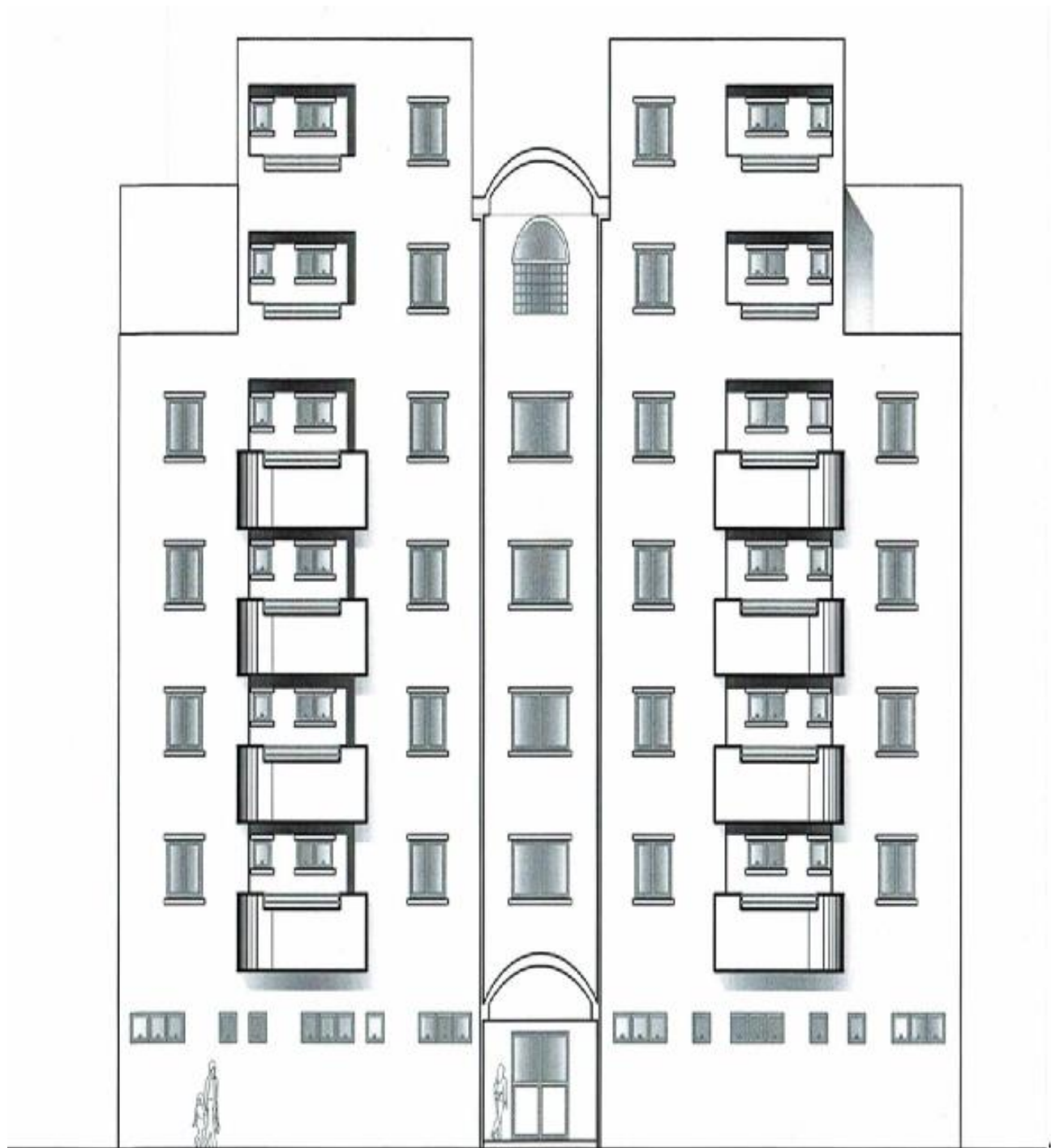
COUPE A-A

ech: 1/50





FACADE PRINCIPALE
SUD-QUEST ech: 1/50



FACADE sur L'INTERIEUR

NORD-EST ech: 1/50