

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique Et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة الشهيد الشيخ العربي التبسي

Université Eochaid Cheikh Larbi Tebessi

كلية العلوم والتكنولوجيا

Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de **Master Académique**

En Filière : Génie Civil

Spécialité : structure

Par : **Djaballah Abderrazak**

Sujet

**ETUDE PARASISMIQUE COMPARATIVE ENTRE  
LES REGLEMENTS RPA 2003 ET EC8 D'UN  
BATIMENT A USAGE D'HABITATION R+5**

**Présenté et soutenu publiquement le : 11/06/2024 devant le jury composé de :**

- |                               |           |           |
|-------------------------------|-----------|-----------|
| - Mr : Boutagouga Djamel      | Grade Pr  | Président |
| - Mr : Boudjellal Abdelouahab | Grade MCB | Encadreur |
| - Mr : Salhi Ahmad amine      | Grade MAA | Examineur |

**Promotion : 2023/2024**



# شكرو عرفان

: قال رسول الله صلى الله عليه وسلم  
من لم يشكر الناس لم يشكر الله ومن أهدى إليكم معروفا فكافئوه  
( فإن لم تستطيعوا فادعوا له )

عملا بهذا الحديث و إعترافا بالجميل، أحمد الله عز وجل وأشكره  
على فضله وعلى توفيقه لإتمام هذا العمل المتواضع

أتقدم بخالص شكرو والتقدير إلى كل إيطارات وإداريين جامعة الشهيد  
الشيخ العربي التبسي الذين كان لهم الفضل منحي الفرصة لإكمال دراستي  
وتحقيق ماكنت أتمناه

أتقدم بالشكر الجزيل إلى الأستاذ المشرف بوجلال عبدالوهاب الذي رافقني طيلة هذا  
البحث وأمدني بالمعلومات والنصائح القيمة راجيا من الله عزوجل أن يسدد خطاه  
وحقق مناه فجزاه الله عني خيرا الجزاء

كما أتقدم بالشكر الى كل اساتذة قسم الهندسة المدنية بجامعة تبسة عرفانا منا لما  
بدلوه من جهد لتعليمنا وتوجيهنا للإنتهاء هذا العمل

شكر مسبق لأعضاء لجنة التقييم الذين سيحضرون لتقييم هذا العمل وقراءتهم  
الدقيقة لهذه الرسالة، وكذلك على الملاحظات التي سيقدمونها لي خلال هذا النقاش  
من أجل تحسين عملي

وأخيرا لا يفوتني أن أعبر عن بالغ تحياتي إلى كل من ساعدني من قريب أو بعيد  
في إنجاز هذا البحث الأكاديمي المتواضع

الطالب : جاب الله عبدالرزاق

# Sommaire

---

---

## Table des matières

- ✓ Liste des figures
- ✓ Liste des tableaux
- ✓ Liste des symboles
- ✓ ملخص
- ✓ Abstract
- ✓ Résumé
- ✓ Introduction générale

## CHAPITRE : I

### ASPECTS BIBLIOGRAPHIQUES SUR LE COMPORTEMENT DES STRUCTURE EN BETON ARME SOUS L'EFFET DES SEISMES

I.1. Introduction.....	4
I.2. Phénomène sismique.....	5
I.2.1. Définition .....	5
I.2.2. Origine des séismes.....	5
I.2.3. Paramètres caractérisant les séismes .....	5
I.2.4. Type de séisme.....	6
I.2.5. Effets des séismes .....	7
I.2.6. Quelques séismes majeurs en Algérie .....	9
I.3. Pathologie des structures en béton armé sous l'effet des séismes.....	10
I.3.1. Définition de pathologie .....	10
I.3.2. Dommages subis par les portiques .....	10
I.3.2.1. Poteaux courants .....	11
I.3.2.2. Poteaux courts.....	12
I.3.2.3. Nœud d'ossature poteau-poutre.....	13
I.3.2.4. la fissuration.....	14
I.3.3. Les principales causes de la pathologie sismique.....	15

## **Sommaire**

---

I.3.3.1. Qualité de réalisation .....	15
I.3.3.2. Erreurs de matérielles .....	15
I.3.3.3. Mauvaise mise en œuvre.....	15
I.3.3.4. Insuffisances diverses .....	16
I.3.3.5. Mauvaise conception structurale .....	16
I.4. Comportement post-élastique des structures en béton armé .....	16
I.4.1. Généralités .....	16
I.4.2. Quelques paramètres essentiels du comportement sismique.....	18
I.4.3. Comportement du matériau .....	21
I.4.3.1. Le béton .....	21
I.4.3.2. Aciers .....	22
I.4.4. Comportement d'un élément linéaire .....	22
I.4.5. Fonctionnement d'un portique en béton arme .....	23
I.4.6. Évaluation de la ductilité des structures en portique .....	24
I.4.6.1. Mécanisme de rupture des portiques étages .....	24
I.4.7.2 Ductilité requise dans un mécanisme dû à la rotation des poutres .....	25
I.5. Conclusions.....	26

## **CHAPITRE : II**

### **CONCEPTION ET REGLEMENTATION PARASISMIQUE DES BATIMENTS**

II.1. Introduction .....	27
II.2. Nation de construction parasismique.....	27
II.2.1. Définition.....	27
II.2.2. Spécificité de la conception parasismique.....	28
II.2.3. Principes de conception .....	29
II.3. Caractéristiques souhaitables pour les bâtiments résistants aux séismes ..	30
II.3.1 Introduction .....	30
II.3.2 Principes pour la conception .....	30
II.4. Aperçu historique sur l'évolution des Règles Parasismiques ( RPA).....	42
II.4.1. Objectifs de RPA 99 Version 2003 .....	44

## **Sommaire**

---

II.4.2. Domaine d'application .....	44
II.4.3. Conditions d'application .....	45
II.5. Aperçu historique de l'évolution des règles de l'Eurocode 8.....	45
II.5.1. Objectifs de 'Eurocode 8.....	46
II.5.2. Domaine d'application de l'EC8 .....	47
II.5.3. Conditions d'application de l'EC8 .....	47
II.6. Conclusion.....	48

## **CHAPITRE III**

### **APERÇU SUR LE REGLEMENTS RPA 99/V03 ET EC 8 ET COMPARATIF**

III.1. Introduction.....	49
III.2. Les versions du Règles parasismiques algériennes.....	49
III.3. Description de l'RPA99 version 2003 .....	49
III.3.1. Classification des sites .....	53
III.3.2. Facteur d'amplification dynamique.....	54
III.3.3. Classification des zones .....	55
III.3.4. Classifications des ouvrages .....	56
III.3.5. La résistance mécanique du béton .....	56
III.3.6. Classe de ductilité des structures .....	57
III.3.7. Coefficients de comportement .....	57
III.3.8. Spectre de réponse élastique .....	59
III.3.9. Méthodes de calcul de la force sismique .....	61
III.3.10. Combinaison séismiques.....	61
III.4. Les règles parasismiques européenne Eurocode 8.....	64
III.4.1. Introduction.....	64
III.4.2. Résistances mécaniques du béton .....	64
III.4.2.1. Résistance à la compression.....	64
III.4.2.2. Résistance à la traction.....	65
III.4.2.3. Module de déformation longitudinale du béton.....	65

## **Sommaire**

---

III.4.3. Classification des sites .....	66
III.4.4. Spectre de réponse élastique .....	67
III.4.5. Classification des zones .....	70
III.4.6. Classifications des ouvrages .....	70
III.4.7. Classe de ductilité des structures .....	71
III.4.8. Coefficients de comportement .....	71
III.4.9. Méthodes de calcul de la force sismique .....	72
III.4.10. Combinaisons sismiques .....	73
III.4.11. Méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base .....	73
III.5. Comparaison des normes (EC8) et les règles (RPA99/v2003).....	74
III.5.1. Classification des sites .....	74
III.5.2. Spectre de réponse élastique .....	74
III.5.3. Classification des zones .....	74
III.5.4. Classifications des ouvrages .....	75
III.5.5. Classe de ductilité des structures .....	75
III.5.6. Coefficients de comportement .....	75
III.5.7. Les règles de conception et calcul sismique .....	76
III.5.8. Analyse de la structure et calcul des efforts sismiques .....	76
III.5.8.1. Méthodes de calcul de la force sismique .....	76
III.5.8.2. Méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base .....	76
III.5.8.3. Les paramètres des combinaisons d'action.....	77
III.5.8.4. Influence de variation de site sur le Spectre de réponse .....	77
III.6. Conclusion.....	78

## **CHAPITRE : IV**

### **APPLICATION : ETUDE D'UN BATIMENT EN BETON ARME R+5**

IV.1. Présentation de l'ouvrage .....	79
IV.2. Description de l'ouvrage.....	79
IV.2.1. Caractéristiques géométriques .....	79

## **Sommaire**

---

IV.3. Conception de la structure .....	84
IV.3.1. Ossature de l'ouvrage.....	84
IV.3.2. Caractéristiques des matériaux.....	84
IV.3.3. Béton.....	48
IV.3.3.1. Définition .....	48
IV.3.3.2. Caractéristiques mécaniques du béton.....	48
IV.3.4. Acier .....	85
IV.4. Prédimensionnement des poutres .....	86
IV.4.1. Poutres principales (porteuse).....	86
IV.5. Conception de la structure .....	87
IV.6. Règlement et normes utilisées .....	89
IV.7. Evaluation des charges et surcharges .....	89
IV.7.1. Plancher terrasse (inaccessible).....	89
IV.7.2. Plancher étage courant .....	90
IV.7.3. Maçonnerie .....	90
IV.7.4. Balcon .....	91
IV.7.5. Acrotère.....	91
IV.7.6. Voile.....	92
IV.7.7. Escaliers .....	92
IV.8. Présentation du logiciel ROBOT .....	94
IV.8.1. Introduction.....	94
IV.8.2. Principales fonctionnalités .....	94
IV.8.3. Description générale du logiciel .....	95
IV.8.4. Démarrage du logiciel.....	95
IV.9. Étapes de travail.....	96
IV.10. Etude dynamique .....	108
IV.10.1. Introduction.....	108
IV.10.2. Objectif de l'étude dynamique .....	108



## **Sommaire**

---

IV.10.3. Modélisation de la structure étudiée .....	108
IV.11. Vérification vis-à-vis le règlement parasismique RPA .....	109
IV.12. Vérification vis-à-vis le règlement parasismique EC8 .....	128
IV.13. Eude comparative des résultats.....	147
IV.13.1. Comparaison des paramètres sismique.....	147
IV.13.2. Comparaison des spectres de réponses .....	148
IV.14. Conclusion .....	149
Conclusion générale .....	150
Références bibliographiques	
Annexe note d'analyse (RPA99/V2003) et (EC8/2004)	

## Liste des figures

---

---

### CHAPITRE I :

Figure. I.1. Paramètres caractérisant un séisme .....	6
Figure.I.2. Schéma des principales composantes du risque sismique.....	8
Figure .I.3. séisme de 21 mai 2003 à Boumerdès .....	10
Figure I.4. Endommagements des poteaux courants.....	12
Figure I.5. Rupture par plastification de la zone critique du poteau courant.....	13
Figure I.6 Dommages subis par les portiques .....	14
Figure I.7. fissure verticale.....	14
figure I.8. Fissures en treillis .....	14
Figure I.9. Fissure horizontale.....	15
Figure I.10. Fissures superficielles.....	15
Figure I.11. Principe de propagation des efforts horizontaux.....	17
Figure. I.12 : Ductilité globale des structures .....	18
Figure I.13. Ductilité en déformations .....	21
Figure. 1.14. Schéma d'une poutre fléchie .....	23
Figure. 1.15. Diagramme moment .....	23
Figure 1.16. Effets d'un chargement latérale.....	24
Figure 1.17. Rotation dans une poutre avec rotules plastique .....	25

### CHAPITRE II :

Figure II.1: Principes de conception parasismique .....	29
Figure II.2 : Le comportement forme complexe et plus compactes.....	32
Figure II.3 : Régularité en plan (formes favorables).....	34
Figure II.4 : Limites des décrochements en plan .....	35
FigureII.5 : Exemple de dommage dû à l'irrégularité.....	35
FigureII.6 : Régularité en élévation (formes favorables) .....	36
Figure II.7 : Limites des décrochements en élévation.....	36
Figure II.8 : Exemple de dommage dû à l'irrégularité en élévation .....	37
Figure II.9 : Raideur et résistance à la torsion Figure .....	38
II.10 : Distribution de l'effort horizontal et contreventements verticaux .....	39

## Liste des figures

---

---

### CHAPITRE : III

Figure III.1 : Diagramme de spectre de réponse de RPA .....	59
Figure III .2 : Influence de variation de site sur le Spectre de réponse.....	60
FigureIII.3 : coefficient de fluage .....	65
Figure III.4 diagramme Spectre de réponse élastique.....	68
Figure III.5 : Spectre de réponse élastique pour deux types .....	69
Figure III.6 : Spectre de réponse élastique de type 2 pour défèrent type des sols A à E ( à 5 % d'amortissement) .....	69

### CHAPITRE : IV

Figure IV.1 . Façade Principale.....	79
Figure IV.2. Façade Postérieure.....	79
Figure IV.3.Coupe A-A.....	80
Figure IV.4.Coupe B-B .....	80
Figure IV.5. plan du étage.....	51
Figure IV.6 .plan rdc .....	82
Figure IV.7. Plan terrasse inaccessible (toiture) .....	83
Figure IV.8 Diagramme contraintes - déformations du béton .....	85
Figure IV.9. Diagramme déformation-contrainte d'acier .....	85
Figure IV.10 : Saisir les lignes de construction .....	90
Figure IV.11 : définir les sections de l'ouvrage.....	97
Figure IV.12 : définir section d'un poteau .....	97
Figure IV.13: saisir graphiquement poteau.....	98
Figure IV.14 : saisir graphiquement voile.....	98
Figure IV.15 : saisir graphiquement plancher.....	99
Figure IV.16 : saisir graphiquement dalle plane.....	99
Figure IV.17 : la liaison rigide .....	100
Figure IV.18 : définition de charge .....	101

## Liste des figures

---

---

Figure IV.19 : saisir les valeurs de charge .....	101
Figure IV.20 : saisir les valeurs de charge surfacique .....	102
Figure IV.21 : charge combinaisons manuelles fenêtre 1 .....	102
Figure IV.22 : charge combinaisons manuelles fenêtre 2.....	102
Figure V.23 : Les conditions aux limites .....	103
Figure IV.24: modélisée la structure.....	103
Figure V.25 : Type d'analyse.....	104
Figure V.26 : Paramètres de l'analyse modale .....	105
Figure V.27 : Définition d'un nouveau cas.....	105
Figure V.28 : Paramètres RPA 99.....	106
Figure V.29 : Le lancement du calcul (A).....	106
Figure V.30 : Le lancement du calcul (B).....	107
Figure IV.31: Le lancement du calcul (C) .....	107
Figure IV.32: Modélisation de la structure .....	108
Figure IV.33: Disposition des voiles de contreventement .....	109
Figure IV.34: translation de bâtiment selon l'axe Y .....	110
Figure IV.35: translation de bâtiment selon l'axe X .....	111
Figure IV.36: Rotation du bâtiment autour de l'axe Z.....	111
Figure IV.37 : la relation entre les périodes empirique et analytique.....	116
Figure IV.38 La courbe de spectre de réponse (RPA) .....	120
Figure IV.39.Spectre de réponse élastique selon l'EC8 .....	123
FigureIV.40 Spectre de réponse selon l'EC8.....	148
Figure IV.41 Spectre de réponse selon RPA99/2003 .....	148

## Liste des tableaux

---

---

### CHAPITRE I :

Tableau-I.1. Echelle des magnitudes de Richter.....	6
Tableau I.2. Coefficients de comportement q dans le cas de comportement non-ductile des structures.....	19
Tableau I.3. Coefficients de comportement q dans le cas de comportement ductile des structures .....	19

### CHAPITRE II :

Aucune Tableau

### CHAPITRE III :

Tableau III. 1. Classification des sites selon RPA99/v2003	
Tableau III. 2 .Valeur de $\varepsilon$ (%) .....	54
Tableau .III.3 : valeur du coefficient $C_T$ .....	55
Tableau III.4 : valeur de période caractéristique .....	55
Tableau III.5 : la classification des zones sismiques RPA99/V2003 .....	55
Tableau III.6 : Classifications des ouvrages, coefficient d'accélération de zone A	56
Tableau III.7 : valeurs du coefficient de comportement R .....	58
Tableau III .8 : méthodes de calcul de la force sismique.....	61
Tableau III.9 : valeurs du coefficient de pondération $\beta$ .....	63
Tableau III.10 : valeurs des pénalité $P_q$ .....	63
Tableau III.11: La classification des sites selon l'EC8.....	66
Tableau III .12 : coefficient d'accélération de sol .....	67
Tableau III.13 : la classification des zones sismiques Eurocode8 .....	70
Tableau III.14 : coefficient d'importance( $\gamma_I$ ) .....	
.....70	
Tableau III.15 : Valeurs de base $q_0$ du coefficient de comportement.....	72
Tableau III.16 : méthodes de calcul de la force sismique.....	72

## Liste des tableaux

---

---

Tableau III.17: Comparaison entre la classification des zones sismiques entre Eurocode8 et RPA99/V2003 .....	74
Tableau III.18 : Comparaison entre méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base entre Eurocode8 et RPA99/V2003 .....	76

### CHAPITRE IV :

Tableau IV-1- Caractéristiques géométriques .....	78
Tableau IV.2. : Tableau récapitulatif du dimensionnement des poutres .....	78
Tableau IV.3 - Charges et surcharges de la terrasse inaccessible.....	79
Tableau IV.4- Charges et surcharge d'étage courant .....	90
Tableau IV.5- Charge permanente revenant mur extérieur. ....	90
Tableau IV.6 - charge permanente revenant mur intérieur .....	91
Tableau IV.7 - Charges et surcharge de balcon .....	91
Tableau IV.8 - Charges permanente de voile.....	92
Tableau IV.9 - Charges et surcharge de la paillasse .....	92
Tableau IV.10 - Charges et surcharge de la Palier.....	93
Tableau IV.11: comportement dynamique .....	109
Tableau IV .12 comportement dynamique (Résultat de l'analyse modale).....	110
Tableaux IV. 13: L'effort normal et tranchant sur les poteaux et voiles .....	113
Tableaux IV. 14 : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.....	119
Tableau IV.15 récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente .....	120
Tableaux IV.16 : Justification vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$ les deux sens .....	124
Tableau IV.17 : Les résultats de Vérifications aux renversements.....	126
Tableau IV .18.Les zones de sismicité.....	129
Tableau IV.19 : la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite .....	130
Tableau IV .20 : correction d'amplification topographique .....	130

## Liste des tableaux

---

---

Tableau IV.21. Accélération maximale de référence au niveau de sol en fonction de la zonesismique de (l'EN 1998-2 :2004) .....	131
Tableau IV .22. la classification des sites selon l'EC8 .....	131
définit la classe du sol dont les paramètres sont donnés.....	131
Tableau IV.23 : les paramètres des sols considérés par EC8.....	132
Tableau IV.24 : Le $\varphi_i$ coefficient.....	133
Tableau IV.25 : Le coefficient $\psi_{2i}$ .....	133
Tableau IV.26 : Valeurs de base $q_0$ du coefficient de comportement .....	135
Tableau IV.27 : valeurs de paramètres décrivant les spectres de réponse élastique recommandés de type 1 .....	136
Tableau IV.28 : valeurs de paramètres décrivant les spectres de réponse élastique recommandés de type 2.....	136
Tableau IV.29: Réactions à la base obtenue par Autodesk Robot Structural Analysis .....	138
Tableau IV.30 Les paramètres sismique de l'EC8 .....	139
Tableau IV.31 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX.....	142
Tableau IV .32 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY.....	143
Tableau IV.33 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX.....	144
Tableau IV.34 :Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY .....	144
Tableau IV.35 : Efforts sismiques pour chaque niveau .....	145
Tableau IV.36 : Moment de renversement .....	145
Tableau IV.37 : Comparaison des paramètres sismique.....	147
Tableau IV.38 : Comparaison des résultats .....	149

## Liste des symboles

---

- **E.L.U** : Etat limite ultime.
- **E.L.S** : Etat limite service.
- **RDC** : Rez-de-chaussée.
- **Q** : Charge d'exploitation.
- **G** : Charge permanente.
- **Q0** : Charge d'exploitation sur la terrasse.
- **E** : Charges accidentelle.
- **M** : Moment, Masse.
- **Nser** : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- **Nu** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- **T** : Effort tranchant, Période.
- **Tu , Vu**: Effort tranchant ultime.
- **W** : Poids total de la structure.
- **A** : Coefficient d'accélération de zone.
- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- **Q** : Facteur de qualité.
- **R** : Coefficient de comportement
- $\xi$  : Le pourcentage d'amortissement critique.
- **K** : Nombre de modes retenues, coefficient de raideur du sol.
- $\rho$  : poids volumique.
- **fc28** : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- **ft28** : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- **Fcj** : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- **Eij** : Module d'élasticité instantané.
- **Evj** : Module d'élasticité différé.



## Liste des symboles

---

- **Es** : Module d'élasticité de l'acier
- **L** : Longueur ou portée.
- **Lxmax** : La longueur maximale suivant l'axe XX.
- **Lymax** : La longueur maximal suivant l'axe YY.
- **B** : Larguer.
- **e** : Epaisseur.
- **h** : Hauteur.
- **he** : Hauteur libre d'étage.
- **Fx** : L'effort tranchant a la base suivant la direction X
- **Fy** : L'effort tranchant a la base suivant la direction y
- **Sa /g** : Accélération spectrale
- **S<sub>ae</sub>** : Spectre d'accélération élastique.
- **S<sub>DS</sub> S<sub>D1</sub>** Les coefficients spectraux d'accélération
- **RPA** : Règlement parasismique algérien
- **EC8** : Code européen
- **DTR** : Document technique règlementaire
- **PS92** : Règles de construction parasismique française
- **ML** : Magnitude locale
- **MF** : Mécanisme au foyer
- **MSE** : Méthode statique équivalent

## Liste des symboles

---

### Notation de Eurocode

- $ag_R$  : accélération maximale de référence au niveau d'un sol.
- $ag$  : accélération de calcul au niveau d'un sol.
- $f_{cd}$  : contrainte de calcul du béton [ $MPa$ ].
- $f_{ck}$  : contrainte caractéristique de compression du béton sur cylindre à 28 jours [ $MPa$ ].
- $f_{ctm}$  : contrainte moyenne de résistance en traction du béton [ $MPa$ ].
- $f_{yd}$  : contrainte de calcul de l'acier [ $MPa$ ].
- $f_{yk}$  : contrainte caractéristique de résistance en traction de l'acier [ $MPa$ ].
- $f_s$  : contrainte dans l'acier [ $MPa$ ].
- $E_s$  : module de l'acier [ $MPa$ ].
- $F_b$  : effort tranchant à la base du bâtiment [ $kN$ ].
- $S_d$  : spectre de calcul pour l'analyse élastique [ $g$ ].
- $S_e$  : spectre horizontal de réponse élastique [ $g$ ].
- $T_1$  : période fondamentale de vibration du bâtiment.
- $y_1$  : Coefficient d'importance du bâtiment.
- $av_g$  : L'accélération nominale vertical.
- **DCL** : ductilité faible.
- **DCM** : Ductilité moyenne.
- **DCH** : Haute ductilité.
- $\psi_{E,i}$  : coefficient de combinaison pour les actions variables .
- $q$  : Coefficient de comportement.
- $q_0$  : valeur de base du coefficient de comportement.
- $V_i$  : l'effort tranchant modal à la base.
- $m$  : masse total de la structure.
- $F_i$  : force horizontale agissant à chaque niveau  $i$ .
- $F_b$  : effort tranchant à la base.
- $dr$  : déplacement (relatif) de calcul entre étages.
- $\mu_\phi$  : coefficient de ductilité

الهدف من هذا المشروع هو إجراء دراسة زلزالية لمبنى سكني R+5 وفقاً للقواعد الزلزالية الجزائرية ( RPA 99/2003 ) و الأوروبية ( EC8 2004 ) ، ومقارنة التوصيات (المتطلبات) للقاعدتين والنتائج التي تم الحصول عليها .

تم استخدام برنامج Autodesk Robot Structural Analysis 2021 لتحليل السلوك الديناميكي للهيكل. النقاط التي شملتها هذه المقارنة هي ظروف التربة والإجراءات الزلزالية، حيث تم تحديد: فئات التربة المختلفة، وأنواع الهياكل، والمناطق الزلزالية، وطرق التحليل الزلزالي. تُظهر هذه الدراسة أن الإزاحات القصوى والقوى عند قاعدة الهيكل (قوى القص وردود الفعل) تُظهر تبايناً طفيفاً في النتائج بسبب اختلاف طيف الاستجابة وطرق حساب المعاملات ونطاق التصميم المطبقة وفقاً للمعيارين RPA99/2003 و EC8.

الكلمات المفتاحية: RPA99/2003، EC8، التحليل الزلزالي، الروبوت.

## Résumé :

L'objectif de ce projet consiste à faire l'étude parasismique d'un bâtiment R+5 selon les règles parasismiques Algériennes (RPA 99/2003) et Européennes (EC8) et faire une comparaison entre les recommandations (prescriptions) des deux règlements et confronter les résultats obtenus.

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analysis 2021 a été utilisé pour analyser le comportement dynamique de la structure.

Les points qui font l'objet de cette confrontation sont les Conditions de sol et les actions sismiques, dans lequel : les différentes classes des sols, les types des ouvrages, les zones sismiques, et les méthodes d'analyses sismiques.

Il ressort de cette étude que les déplacements maximaux et les efforts à la base de la structure (efforts tranchants et réactions) montrent une légère divergence dans les résultats en raison du spectre de réponse différent ainsi que des méthodes de calcul des coefficients et de la portée de conception appliquée suivants les deux normes RPA99/2003 et EC8.

**Mots clés :** RPA99/2003, EC8, Analyse sismique, Robot.

## **Abstract:**

The objective of this project is to carry out the seismic study of an R+5 building according to the Algerian (RPA 99/2003) and European (EC8) seismic codes and to make a comparison between the recommendations (prescriptions) of the two codes and compare the results obtained.

Autodesk Robot Structural Analysis 2021 was used to analyze the dynamic behavior of the structure.

The points covered by this comparison are soil conditions and seismic actions, including: different soil classes, structure types, seismic zones, and seismic analysis methods.

The study shows that the maximum displacements and forces at the base of the structure (shear forces and reactions) show a slight discrepancy in the results due to the different response spectrum and the coefficient and design scope calculation methods applied in the two standards RPA99/2003 and EC8.

**Keywords :** RPA99/2003, EC8, Seismic analysis, Robot.

---

## Introduction générale

Les règlements sismiques constituent le fondement de la résilience structurelle dans les régions sujettes aux tremblements de terre, garantissant la sécurité et la durabilité des bâtiments et des infrastructures.

En définissant méticuleusement les paramètres de conception, les méthodologies de construction et les protocoles de test, ces réglementations agissent comme un bouclier contre l'impact dévastateur des événements sismiques. Non seulement ils sauvent des vies, mais ils protègent également contre les perturbations économiques et les dommages matériels.

Dans la conception parasismique des structures en béton armé, les règles utilisées sont basés sur les connaissances plus récentes dans le domaine de la recherche scientifique. Ces règles constituent un ensemble de normes de conception très avancé. Parmi les objectifs visés de ces normes sont d'assurer la protection des vies humaines et de limiter les dommages que peut avoir la structure durant une secousse sismique. Actuellement en Europe, l'Euro code 8 (EC8) est le code officiel de conception et de calcul des structures pour leur résistance aux séismes.

Les codes sismiques en Algérie et en Europe ont fait l'objet de révisions et de mises à jour, notamment après des séismes destructeurs. Le code sismique algérien, initialement RPA 81, a été modifié en RPA88 puis en RPA99. À la suite du séisme dévastateur de Boumerdes en 2003, qui a entraîné de nombreuses victimes et des dommages aux bâtiments, le RPA99 a été partiellement révisé pour devenir la version RPA99 2003. En revanche, le Code européen (EC8) définit le risque sismique en utilisant une accélération maximale au sol de référence pour une période de retour recommandée de 475 ans, correspondant à une probabilité de dépassement de 10% en 50 ans. Les codes sismiques diffèrent dans leur approche des spectres de conception, EC8 recommandant différents spectres pour différents types de sols et zones de sismicité, tandis que le code

algérien subdivise le territoire en cinq zones en fonction des niveaux croissants de sismicité. Ces différences mettent en lumière les méthodologies et considérations variables dans l'évaluation du risque sismique entre les réglementations sismiques algériennes et européennes.

L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Cependant les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. et par conséquent des dommages sévères sur les éléments non structuraux. De plus les demandes excessives de ductilité et les effets des deuxièmes ordres dus aux grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que la plus part des bâtiments à voile en béton armé ont bien résistés, sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs. Vis-à-vis des charges verticales, les voiles (mur de contreventement), en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Dans ce travail nous essayons de comprendre et contribuer à l'amélioration des règles parasismiques algériennes à travers l'étude parasismique d'un bâtiment à usages d'habitation en R+5 selon les règles parasismiques Algériennes (RPA 99/2003) et Européennes (EC8) et faire une comparaison entre les recommandations (prescriptions) des deux règlements et confronter les résultats obtenus.

L'objectif de cette étude est la présentation d'une confrontation entre les chapitres qui gèrent la conception sismique des bâtiments en béton armé. Ces chapitres concernent précisément les chapitres Conditions de sol et actions sismiques et

dimensionnement des bâtiments de l'EC8 et ceux correspondant dans le règlement

parasismique Algérien RPA99 version 2003 .

Pour atteindre cet objectif, nous avons structuré notre travail de mémoire PFE en quatre chapitres :

Le premier chapitre présente une description physique du phénomène naturel le séisme et ses conséquences sur les ouvrages, les pathologies observées des structures en portiques en zones sismiques et particularités du comportement sismique des structures.

Le second chapitre passe en revue les principes de la conception parasismiques des bâtiments et d'identification les motifs qui ont conduit à l'adoption de normes parasismiques en Algérie (RPA 99 Version 2003), en Europe (Eurocode 8) , l'historique, les objectifs, les différentes composition de chaque règlements et les efforts déployés pour la délivrance de ces règles.

Le troisième chapitre Nous avons présenté dans une première partie le règlement parasismique algérien RPA99/V03, et dans une deuxième partie le règlement parasismique européen Eurocode 8. Nous avons fait une comparaison entre les deux normes (RPA99 version 2003/EuroCode8).

Enfin, le quatrième chapitre s'articule autour de deux grands points. Le premier présente le logiciel de modélisation Autodesk Robot Structural Analyses et la présentation de la modélisation développée dans le cadre de ce travail objet de la comparaison entre le règlement national parasismique Algérien RPA99 version 2003 et l'EuroCode 8 . Le second point est dédié à une étude comparative complète à travers la définition des deux spectres de dimensionnement, et l'analyse de la réponse de la structure aux deux spectres de calcul via le logiciel de modélisation Autodesk Robot Structural Analyses afin de montrer qualitativement et quantitativement les différentes approches de divergences des deux règlements.

On termine par une conclusion générale.

# **Chapitre I :**

## **Aspects Bibliographiques sur le comportement des structures en béton armé sous l'effet des séismes**



### **I-1. Introduction :**

Les séismes, un phénomène naturel jusqu'aujourd'hui imprévisible, ont des effets dévastateurs non seulement ils font des victimes, mais ils endommagent les infrastructures vitales.

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations n'est pas protégée contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines. La solution parasismique semble être une solution de protection efficace.

Un événement sismique est caractérisé par sa brutalité et l'étendue de la région sinistrée, qui peut atteindre plusieurs centaines de km<sup>2</sup>. Ainsi, en quelques secondes, des milliers d'êtres humains peuvent être victimes, des villes entières peuvent être détruites et l'activité économique complètement arrêtée pendant de nombreux mois.

En Algérie, plusieurs tremblements de terre d'une magnitude de 6,0 ou plus ont été enregistrés, ce qui a eu un effet très destructeur, surtout s'ils sont situés près de grands centres urbains.

---

## I-2. Phénomène sismique :

### I-2.1. Définition :

Les tremblements de terre ou séismes sont sans doute l'une des manifestations les plus remarquables de la vie de la Terre par les dégâts qu'ils causent ainsi que par leur totale imprévisibilité jusqu'à présent [1]. Les tremblements de terre sont l'un des modes indirects de dissipation de l'énergie interne de la Terre.

Un séisme résulte d'un ébranlement brutal du sol provoqué par le déplacement des plaques tectoniques. L'énergie s'accumule tant qu'il y a un obstacle au déplacement des plaques ; puis elle est relâchée tout à coup lorsque les roches cèdent à la pression exercée sur elles. Le dégagement d'énergie est alors immense; il faut imaginer une quantité d'énergie capable de déplacer des morceaux de continents de millions de kilomètres carrés, accumulée pendant des années en un point [1].

### I-2.2. Origine des séismes :

Un séisme correspond au glissement très brutal de deux parts de l'écorce terrestre appelés compartiments tectoniques, soit au sein de la couverture sédimentaire, soit dans la lithosphère elle-même (les 100 premiers kilomètres de la terre). Ces compartiments, situés à une grande profondeur, se trouvent séparés par une faille (Figure.I.1). Lorsque le jeu de la faille se produit, des ondes sismiques sont émises

: elles se propagent jusqu'à la surface de la Terre où elles peuvent alors être détectées par des capteurs appelés sismomètres et enregistrées par des appareils appelés sismographes [1].

### I-2.3. Paramètres caractérisant les séismes :

Un séisme est caractérisé par :

- ✓ **Foyer** (ou hypocentre) : c'est l'endroit de la faille où commence la rupture et d'où partent les premières ondes sismiques (Figure. I.1) ;
- ✓ **Epicentre** : point situé à la surface terrestre à la verticale du foyer (Figure. I.1) .

✓ **La magnitude** : intrinsèque à un séisme, elle traduit l'énergie libérée par le séisme. La plus connue est celle de Richter (Tableau-I.1).

Tableau-I.1. Echelle des magnitudes de Richter[1]

Magnitude (M)	Distribution de l'intensité du séisme
M < 2,5	✓ Non ressenti, mais enregistré par les sismographes
2,5 < M < 4,5	✓ Provoque de faibles dommages
4,5 < M < 6	✓ Destructif dans les régions peuplées
6 < M < 7	✓ Grand séisme, provoque de sérieux dommages
M > 8	✓ Séisme majeur qui provoque la destruction totale des habitations

✓ **Intensité** : mesure les effets et dommages du séisme en un lieu donné. Ce n'est pas une mesure objective par des instruments, mais une appréciation de la manière dont le séisme se traduit en surface et dont il est perçu (dommages aux bâtiments notamment) [1].

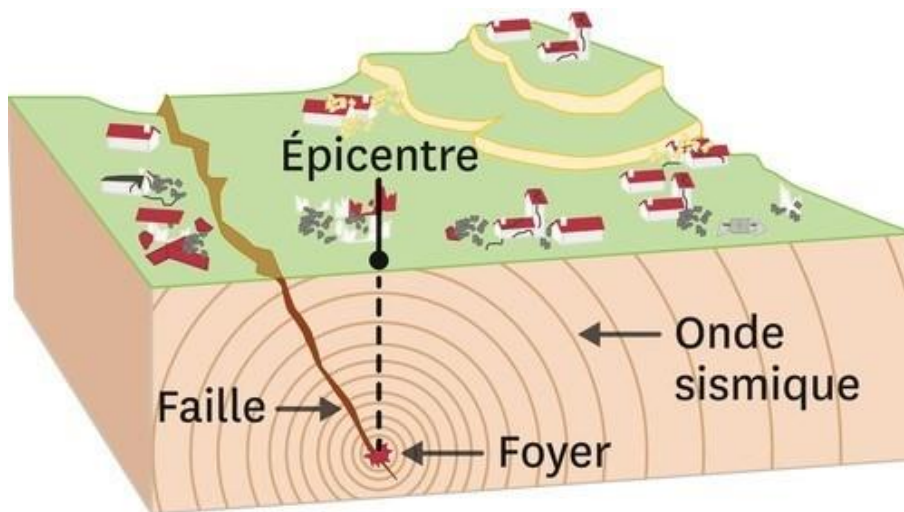


Figure. I.1. Paramètres caractérisant un séisme [1]

**I-2.4. Type de séisme :**

On classe généralement les séismes selon leur profondeur en trois catégories :

- ✓ les séismes superficiels : 0 – 33 km ;
- ✓ les séismes intermédiaires : 33 – 70 km ;
- ✓ les séismes profonds : > 70 km, les hypocentres peuvent atteindre 700 km dans certaines zones de subduction (îles Fidji, Colombie).

---

On classe les séismes aussi suivant le type de déplacement. Les mouvements des plaques peuvent être divergents (extension), convergents (compression) ou en coulissage (cisaillement). Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

### **I-2.5. Effets des séismes :**

Les séismes peuvent avoir divers effets significatifs sur l'environnement, les infrastructures et les populations. Voici quelques-uns des effets caractéristiques des séismes :

- ✓ **Effets sur les Structures et les Personnes :** Les séismes peuvent entraîner des chutes d'objets, des effondrements de bâtiments et des mouvements de terrain, mettant en danger la vie humaine et causant des dégâts matériels importants.
- ✓ **Phénomènes Induits :** Les séismes peuvent déclencher d'autres phénomènes tels que les tsunamis, les mouvements de terrain, la liquéfaction des sols, ou encore des modifications dans les écoulements d'eau souterraine, affectant davantage l'environnement et les infrastructures.
- ✓ **Effet de Site :** Lorsque les ondes sismiques interagissent avec les caractéristiques géologiques locales, cela peut amplifier ou atténuer les secousses, provoquant des phénomènes de résonance dans les bâtiments et augmentant ainsi les dommages potentiels.
- ✓ **Conséquences Économiques :** Les séismes peuvent entraîner la destruction ou l'endommagement des habitations, des infrastructures (ponts, routes), des réseaux d'eau et d'énergie, perturbant ainsi l'activité économique et causant des pertes matérielles importantes.
- ✓ **Conséquences sur les bâtiments :** Lors de séismes puissants touchant des zones habitées, on déplore souvent des dégâts aux constructions.

Le mouvement du sol provoqué par le séisme entraîne les fondations des constructions, qui se mettent à vibrer leur tour. Or, sous l'effet de l'inertie, les déformations de la structure génèrent des forces importantes dans les éléments de

construction (murs, planchers, poteaux, poutres, ...). Si les bâtiments sont généralement conçus pour bien résister aux effets de la gravité, ces nouvelles forces peuvent déstabiliser la structure et dépasser la résistance des éléments porteurs. Dans certains cas, des éléments ne supportent pas le niveau de déformation imposée au bâtiment par les vibrations. Enfin, certains types de sol sont très sensibles aux effets dynamiques et peuvent perdre leurs propriétés, entraînant alors l'enfoncement ou le basculement des structures qui reposent dessus. Tous ces phénomènes ont à l'origine de dégâts, qui vont de l'ouverture de fissure, à l'effondrement partiel ou total.



Figure.I.2. Schéma des principales composantes du risque sismique

Lorsque les bâtiments sont conçus en tenant compte du séisme, des dispositions sont prises pour rendre le bâtiment résistant aux forces sismiques. Le sol de fondation est aussi examiné avec attention pour tenir compte des effets locaux. Les règles de constructions parasismiques permettent d'éviter l'effondrement des bâtiments pour les séismes susceptibles de se produire dans une région. Le retour d'expérience post-sismique, montre que l'adoption de dispositions parasismique et le respect des règles de constructions est un des leviers les plus sûrs pour réduire le risque. [1]

---

### I-2.6. Quelques séismes majeurs en Algérie :

L'Algérie a été le théâtre de plusieurs séismes majeurs au cours de son histoire, entraînant des conséquences dévastatrices pour ses habitants et son infrastructure. Citons quelques-uns des séismes les plus marquants en Algérie :

- ✓ **21 mai 2003** : Un tremblement de terre d'une magnitude variant entre 5,2 et plus de 6,5 degrés a frappé l'Algérie, avec l'épicentre près de la ville de Zemmouri ( W de Boumerdès) , à 60 km d'Alger. Ce séisme a entraîné la mort d'environ 600 personnes et fait 5 000 blessés.
- ✓ **10 novembre 2000** : Un séisme de magnitude 5,4, avec l'épicentre à Béni-Ouartilane, a causé la mort de deux personnes en Algérie.
- ✓ **22 décembre 1999** : Une secousse d'une magnitude 5,8 localisée à Aïn Temouchent, à 300 km à l'ouest d'Alger, a fait plusieurs dizaines de victimes en Algérie.
- ✓ **29 octobre 1989** : Près de la ville de Tipaza, à 60 km à l'ouest d'Alger, un séisme d'une magnitude 6 a causé des dégâts et la mort de 22 personnes. Des répliques ont été ressenties pendant trois mois.
- ✓ **10 octobre 1980\*\*** : Plus de 2 600 personnes ont perdu la vie après une secousse de magnitude 7,3 localisée à Chlef (Elasnam). Plus de 8 000 habitants ont été blessés et jusqu'à 70% des bâtiments ont été détruits dans certaines zones.

Ces événements sismiques illustrent l'importance et la récurrence des séismes en Algérie, mettant en évidence les risques sismiques significatifs auxquels le pays est confronté.



**Figure .I.3.** séisme de 21 mai 2003 à Boumerdès. [1]

### **I-3. Pathologie des structures en béton armé sous l'effet des séismes :**

#### **I-3.1. Définition de pathologie :**

Le terme pathologie du bâtiment désigne un ensemble des problèmes qui peuvent préjudice au comportement de l'œuvre ou conduire à sa ruine.

Les problèmes proviennent soit d'un défaut de conception, soit d'une erreur de mise en œuvre, soit d'un composant non conforme ou inadapté, soit un phénomène extérieur (tempête ou inondation, etc.).

#### **I-3.2. Dommages subis par les portiques :**

De nombreux bâtiments de type portique de faible et moyenne hauteur ont été conçus et construits dans un passé récent sans accorder une attention particulière aux risques sismiques. Cette grave faille dans la conception des structures a été révélée lors de récents tremblements de terre dans divers pays dont l'Algérie. Il y a maintenant une prise de conscience croissante de la nécessité de prendre en compte les charges sismiques dans la conception, conformément aux codes applicables. En général, la cause principale de l'échec est l'insuffisance des

colonnes, en particulier dans les étages inférieurs. Les poteaux et les poutres doivent être correctement renforcés et étayés pour éviter les ruptures de cisaillement ou de flexion. Les bâtiments avec des ouvertures au rez-de-chaussée sont particulièrement dangereux. Les dégâts sont concentrés au niveau des postes actuels ou des postes courts.

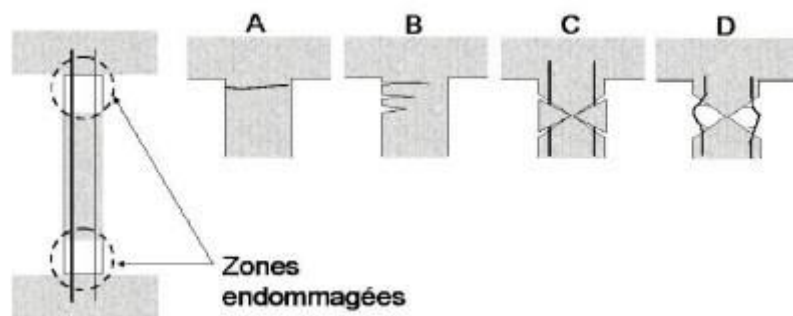
### **I-3.2.1. Poteaux courants :**

Sous une excitation sismique, les poteaux actuels peuvent être endommagés par le cisaillement ou la flexion. Des dommages de cisaillement peuvent survenir à n'importe quel endroit le long du poteau, accompagnés d'une perte de béton et d'un flambage longitudinal des barres d'armature, en raison de sections de poteaux insuffisantes pour résister aux charges sismiques et également de longueurs de recouvrement insuffisantes. Les dommages dus aux effets de flexion sont dus soit à l'écrasement du béton par compression, soit à la plastification de l'acier. Ils sont accompagnés de fissures à la traction du béton en raison de la quantité insuffisante de barres d'acier disposées verticalement dans les colonnes, en particulier à proximité des joints de poutre poteau ou à proximité des jonctions poteau- fondation. Ils peuvent également se produire en raison de la mauvaise qualité du béton [Figure 1.4 (B, C)]. Davidovici (1999) déclare que des dommages se produisent sur le site de reprise du béton lorsqu'ils ont été mal exploités et qu'il y a peu ou pas de continuité des charpentes [Figure 1.4 (A)]. Le comportement du poteau vis-à-vis des contraintes qui lui sont appliquées est alors un comportement en flexion. Les cadres longitudinaux ont donc tendance à s'allonger (en traction), et ce phénomène s'accompagne d'une ouverture de fissures [Figure 1.4 (B)]. Lors des vibrations sismiques, il existe des zones alternées et comprimées. Vous obtenez donc une fissure croisée [Figure 1.4 (C)]. Cette dernière correspond à la formation de la rotule plastique.

Ce motif de fissuration s'accompagne d'une dislocation du béton. Les cadres doivent alors reprendre les efforts de compression et, faute de pouvoir le faire, ils commencent à s'enflammer [Figure 1.4 (D)]. Ce flambement local sera d'autant



plus important que le frottement de la zone est faible (peu de cadres à d'effort tranchant).



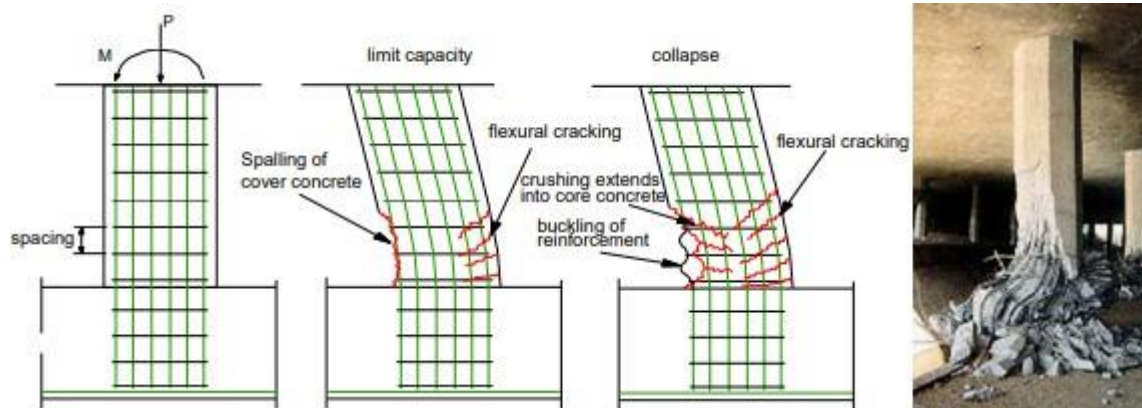
**Figure I.4.** Endommagements des poteaux courants.

Les zones critiques des poteaux sont les sections où les contraintes sont maximales (forte demande de ductilité). Elles sont localisées aux extrémités (à l'endroit des encastremements). La rupture par plastification des zones critiques survient suite à de larges déformations inélastiques. Cet endommagement est caractérisé par l'éclatement du béton d'enrobage, puis l'apparition de fissures de flexion provoquées par l'allongement des armatures longitudinales. Enfin, la rupture des armatures transversales et l'écrasement du noyau de béton provoquent le flambement des armatures longitudinales Figure I.4.

### I-3.2.2. Poteaux courts :

Les poteaux courts ayant un élancement inférieur à 3 sont rigides et sont souvent encastres dans de solides poutres ou sommiers. On se rend alors compte que ce sont des éléments extrêmement rigides. Cette raideur localisée entraîne une concentration d'effort. Les colonnes courtes, dotées d'une grande résistance à la flexion, subissent un énorme gradient de moment et par conséquent un important effort tranchant, qui entraîne souvent une rupture par cisaillement avant même que le moment plastique ne soit atteint. Sous des excitations sismiques, les poteaux courts sont sensibles au dommage de cisaillement et de flambage des armatures longitudinales dues à l'insuffisance des armatures transversales [Figure 1.6]. ). Ce type de rupture, brutal et non dissipatif, est une cause de l'effondrement lors de tremblement de terre. On constate en effet en première lieu, l'apparition de fissures diagonales dans le béton (dès que la résistance en traction du béton est

atteinte), l'ouverture des fissures puis la rupture des armatures transversales, suivie du flambement des armatures longitudinales .



**Figure I.5.** Rupture par plastification de la zone critique du poteau courant (gauche) mécanisme de ruine (Monti 2003); (droite) rupture d'une pile de pont lors du séisme de Northridge 1994.

### I-3.2.3. Nœud d'ossature poteau-poutre :

La plupart des structures existantes ont été conçues et construites avant l'élaboration de codes sismiques actuels. L'insuffisance des armatures transversales de la conception poteau faible/poutre-forte, est la raison principale des endommagements de cisaillement des nœuds d'ossature observés au cours des récents tremblements de terre. Ces dommages peuvent entraîner des performances non ductiles de portique en béton armé. Les récents tremblements de terre, comme ceux de Kocaeli 1999 (Turquie) et Chi-Chi (Taiwan), montrent qu'une rupture par cisaillement fragile dans les nœuds d'ossature est à l'origine de l'effondrement de la structure [Figure I.5(a, b)].



**Figure I.6** Dommages subis par les portiques (a) : Rupture en zone de nœud d'ossature (b) : Rupture dans un poteau (c) Rupture de cisaillement dans un poteau (d-e) Rupture des poteaux courts (Séisme de Boumerdes du 21/05/2003) (f) : Effondrement du 1er niveau (Séismes de Bhuj 2001, Inde)

#### I-3.2.4. la fissuration :

La fissuration, que ce soit à l'intérieur comme à l'extérieur, sur un mur porteur ou non, reste un phénomène fréquent dans le bâtiment, à prendre particulièrement au sérieux. En effet, parce que les fissures sont bien souvent évolutives.



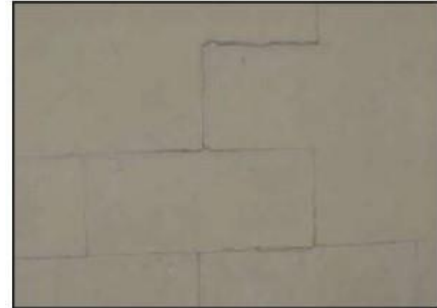
**Figure I.7.** fissure verticale



**figure I.8.** Fissures en treillis



**Figure I.9.** Fissure horizontale



**Figure I.10.** Fissures superficielles

### **I-3.3. Les principales causes de la pathologie sismique :**

Il est judicieux que pour avoir un comportement satisfaisant d'une construction en zone sismique, il y a lieu de la concevoir, la calculer et la réaliser suivant les règles parasismiques. Toute insuffisance au niveau de ces trois paramètres peut concourir à la ruine de la construction.

#### **I-3.3.1. Qualité de réalisation :**

La qualité doit répondre à un minimum de règle de l'art aussi bien au niveau des matériaux et composants de gros œuvres (et particulièrement de structure) eux-mêmes, qu'au niveau également de la mise en œuvre.

#### **I-3.3.2. Erreurs de matérielles :**

- Erreurs de dessin ;
- Faute de calcul ;
- Erreurs de transcription ;
- Erreurs sur le choix des matériaux ;
- Erreurs d'échantillonnage ;
- Erreurs au sens du montage d'un élément et de réalisation en général.

#### **I-3.3.3. Mauvaise mise en œuvre :**

Une cause importante des désordres est la mauvaise mise en œuvre due soit à la qualité des matériaux ou le non-respect des plans et règles de l'art. Les causes sont : l'excès d'eau, le dosage insuffisant en ciment, l'utilisation d'agréats non lavés et d'une granulométrie inappropriée ainsi qu'à la ségrégation. La géométrie, le positionnement des armatures et leur recouvrement.

---

### **I-3.3.4. Insuffisances diverses :**

Il faut reconnaître que les missions de suivi du maître d'ouvrage, de surveillance du maître d'œuvre, d'auto-contrôle de l'entreprise et de contrôle technique n'ont pas toujours été effectués avec la rigueur et l'efficacité nécessaires.

### **I-3.3.5. Mauvaise conception structurale :**

La mauvaise conception structurale consiste dans par exemple :

- Absence, insuffisance et dissymétrie du systèmes de contreventement ;
  - Ignorance de l'interaction maçonnerie/ structure ;
  - Mauvaise conception des nœuds ;
  - Poteaux moins rigides que les poutres ;
  - Poteaux courts, vides sanitaires : ceci est un cas particulier de la variation brusque de rigidité en élévation ;
  - Insuffisance des joints entre bâtiments ou corps de bâtiment ;
  - Paramètres, qui peuvent être regroupés en deux familles :
- ✓ Le contexte géophysique, représenté dans les règles parasismiques par la zone sismique et le coefficient de sol ;
  - ✓ Le comportement de la structure elle-même, qui est essentiellement caractérisé par sa masse et ses raideurs.

Le bâtiment résiste aux efforts sismiques en mobilisant ses éléments de contreventement (murs, portiques ...) dès lors qu'un cheminement de ces efforts est possible.

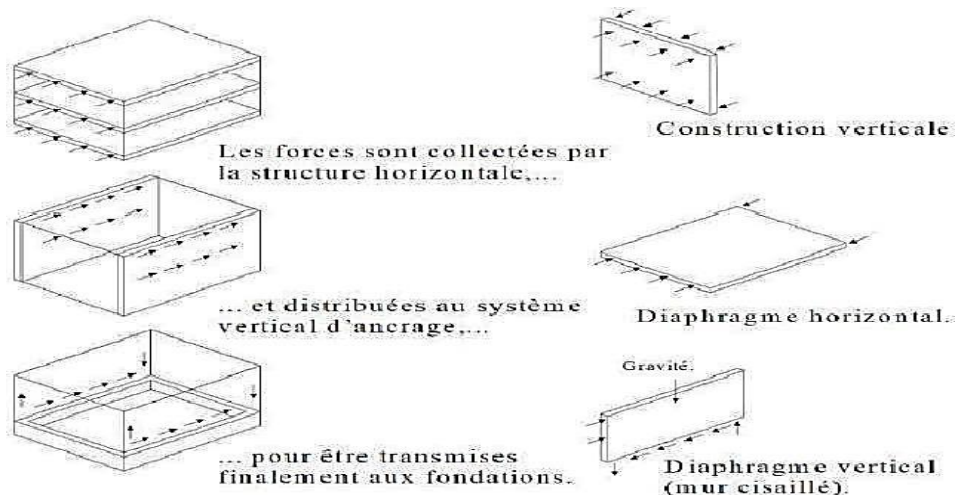
## **I-4. Comportement post-élastique des structures en béton armé :**

### **I-4.1. Généralités :**

Dans une structure de bâtiment, les efforts horizontaux appliqués au plancher sont transmis aux fondations par l'intermédiaire des éléments de contreventement. Ces éléments de contreventement peuvent être décomposés en deux familles, les éléments horizontaux comprenant les planchers et la toiture, et les éléments verticaux réalisés par des murs de refend, des portiques rigides ou encore des

structures triangulées, le comportement de la structure dépend donc fortement du comportement de chaque élément de contreventement. Le comportement de ces éléments dépend de plusieurs paramètres :

- Leur géométrie (élancement, section) ;
- leur composition (matériau homogène, section composite, etc.) ;
- leur positionnement ;
- leur rigidité relative dans le plan , l'importance des charges verticales appliquées sur ces éléments, ... etc.



**Figure I.11.** Principe de propagation des efforts horizontaux dans les éléments de Contreventement.

L'intensité des efforts sismiques agissant dans un bâtiment dépend de plusieurs paramètres, qui peuvent être regroupés en deux familles :

- Le contexte géophysique, représenté dans les règles parasismiques par la zone sismique et le coefficient de sol.
- Le comportement de la structure elle-même, qui est essentiellement caractérisé par sa masse et ses raideurs.

Le bâtiment résiste aux efforts sismiques en mobilisant ses éléments de contreventement (murs, portiques ...) dès lors qu'un cheminement de ces efforts est possible. Le comportement d'un bâtiment lors d'un séisme repose en grande partie sur la qualité de sa conception structurale.

## I-4.2. Quelques paramètres essentiels qui sont conditionnés par des particularités du comportement sismique des structures :

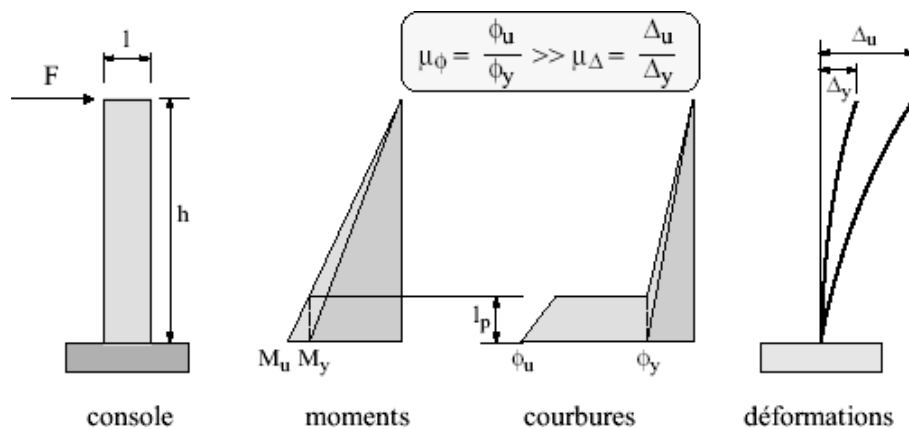
Il s'agit de :

- La ductilité ;
- La sur-résistance ;
- Les caractéristiques du matériau.

**A. ductilité :** La ductilité est le paramètre clé du comportement parasismique. La ductilité est définie comme le rapport entre la déformation totale et la déformation à l'initiation de la plastification.

**A.1 Ductilité des éléments structuraux :** Elle exprime le rapport entre la rotation maximale et celle élastique que peut subir l'élément structural. Elle est mesurée par le coefficient de ductilité en rotation noté  $\mu$  . Cette ductilité nous permet de donner une bonne distribution des moments dans la structure.

**A.2. Ductilité globale des structures :** La ductilité globale d'une structure correspond au rapport des déplacements horizontaux maximaux au sommet aux déplacements horizontaux élastique.



**Figur. I.12 :** Ductilité globale des structures.

**A.3. Comportement non ductile :** L'ingénieur peut dimensionner une structure en admettant qu'en cas de séisme son comportement sera non-ductile. Dans ce cas, le dimensionnement pour la situation de projet séisme est conventionnel et les dispositions constructives "normales"

Quant au niveau des sollicitations sismiques, il sera calculé avec les coefficients de comportement  $q$  indiqués dans le tableau I.2 (tableau 13 de la norme SIA 262, ch. 4.3.9.2.2). Les valeurs des coefficients tiennent compte de la sur-résistance et de la "ductilité naturelle" du béton armé.

Acier	Coefficient de comportement $q$
<b>Classe de ductilité</b>	
A	1.5
B	2
C	2
Précontrainte	1.5

**Tableau I.2.** Coefficients de comportement  $q$  dans le cas de comportement non-ductile des structures.

**A.4. Comportement ductile alternativement :** L'ingénieur peut dimensionner une structure en admettant qu'en cas de séisme son comportement sera ductile. Dans ce cas, le dimensionnement doit être effectué conformément aux règles du dimensionnement en capacité (SIA 262, ch. 4.3.9.3.1).

Dans le cas d'un dimensionnement selon un comportement ductile de la structure, le coefficient de comportement  $q$  à prendre en considération selon la classe de ductilité de l'acier d'armature est indiqué dans le tableau 2 (tableau 14 de la norme SIA 26ch. 4.3.9.3.5). Contrairement à EC8, on a renoncé dans la norme SIA 262 à différencier le coefficient de comportement  $q$  selon le type de structure 2.

Acier	Coefficient de comportement $q$
<b>Classe de ductilité</b>	
A	Non admis
B	3.0
C	4.0

**Tableau I.3.** Coefficients de comportement  $q$  dans le cas de comportement ductile des structures.



Les aciers de classe de ductilité A sont exclus du comportement ductile en raison

de leur faibles caractéristiques de ductilité. Le coefficient de comportement augmente avec les caractéristiques de ductilité pour les aciers de classe de ductilité B et C.

### **B. Résistance et sur résistance :**

La résistance aux forces horizontales est une autre caractéristique essentielle car elle détermine les déformations plastiques, et donc les dégâts, subis par la structure. La sur résistance considère la résistance effective des éléments de la structure. Elle est définie par rapport à la résistance nécessaire théorique, déduite du dimensionnement.

Les différences apparaissent dans les dimensions sélectionnées et dans les sollicitations effectives des matériaux. Dans le cas du béton armé, la résistance effective (la sur résistance) est plus grande que la résistance de dimensionnement pour deux raisons :

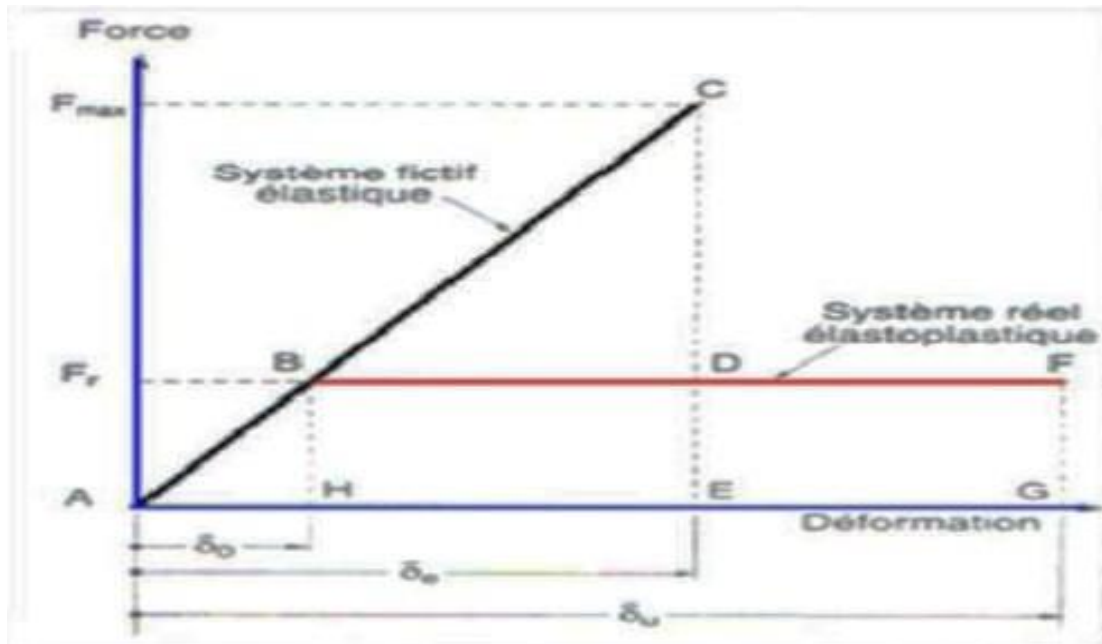
- La quantité d'acier d'armature effectivement mise en place.
- La sollicitation de l'acier au-delà de la limite élastique lors des cycles de déformations plastiques.

Concernant la sur résistance il faut bien distinguer deux effets antagonistes : d'une part un effet favorable qui augmente la résistance de la structure (effet pris en compte avec  $q = 1.5$ ) et, d'autre part, un effet défavorable qui augmente les efforts lorsque les zones plastiques développent leur sur résistance.

### **C. les caractéristiques post élastique des matériaux :**

L'ingénieur doit s'assurer que le matériau utilisé présente les caractéristiques nécessaires. Le matériau doit être lui-même ductile c'est à dire qu'il présente une certaine capacité de déformation plastique. La ductilité du béton armé est contrôlée par celle de l'acier d'armature et par la qualité des détails constructifs. L'acier d'armature doit évidemment présenter une capacité d'allongement suffisante, mais également une résistance à la traction notablement supérieure à la limite élastique afin de garantir une répartition favorable de la fissuration :

- La ductilité des matériaux est une caractéristique mécanique qui explique leur capacité à stocker l'énergie lors l'application brutale des forces.
- Les matériaux sont dits ductiles lorsqu'ils peuvent absorber sans dommage une quantité importante d'énergie par unité de volume.
- La ductilité des matériaux est mesurée par le rapport de la déformation ultime  $U$  atteinte au moment de la rupture, à la déformation élastique maximale.



**Figure I.13.** Ductilité en déformations.

### I.4.3. Comportement du matériau :

#### I.4.3.1. Le béton :

Le béton est un matériau non homogène par nature qui montre un comportement hautement non linéaire différent en traction et en compression. Ce matériau permet la réalisation des structures rigides limitant les dégâts des éléments non structuraux mais il possède trois défauts majeurs :

- Fragilité en résistance.
- Masse volumique importante.
- Résistance à la traction négligeable.

La courbe contrainte-déformation est linéaire jusqu'à environ 40% de la contrainte maximale de compression  $f_{c28}$ , pour les contraintes supérieures à

0.4  $f_{c28}$ , le béton commence à s'écarter graduellement de la droite élastique jusqu'à une contrainte comprise entre 0.75 et 0.90  $f_{c28}$ . Au-delà du pic de résistance, la valeur de la contrainte diminue jusqu'à l'écrasement du béton pour une déformation ultime U.

#### **I.4.3.2. Aciers :**

L'acier est un matériau de construction homogène et résistant, il résiste aussi bien à la traction qu'à la compression et ainsi supporte mieux que les autres matériaux l'alternance des efforts. L'acier est très ductile et peut donc absorber beaucoup d'énergie cinétique au cours de ces déformations élastiques, et dissipe par conséquent bien l'énergie à travers ces déformations plastiques.

#### **I.4.4. Comportement d'un élément linéaire :**

Pour connaître la réponse d'une structure en portique sous charges horizontales, il est utile d'observer d'abord les propriétés de déformation d'un élément linéaire (poutre, poteau) en béton armé, c'est-à-dire son comportement sous chargement croissant jusqu'à la rupture, en respectant les lois " contrainte-déformation" du béton et de l'acier.

Si l'on considère par exemple une poutre sur appuis simples chargée en son milieu et si l'on suppose que cette charge croît de façon monotone, le moment fléchissant croît jusqu'à l'instant où se produit la plastification (fig.1.15). Après la fissuration, la rigidité en flexion diminue, alors, la courbure augmente de plus en plus sous moment constant. Il se forme alors une rotule plastique, c'est-à-dire une zone dans laquelle les contraintes internes atteignent des valeurs extrêmes. La courbure croît jusqu'à la valeur maximale de la loi moment-courbure de la section. La flèche de la poutre est principalement due à la rotation de cette rotule. En dehors de la zone plastique, la variation est proportionnelle aux moments avec la valeur maximum de la courbure (correspondant à l'atteinte par l'acier de la limite élastique).

Ces moment-courbure (fig. 1.15). Quoiqu'idéalisé, ce diagramme constitue une approximation très proche de la réalité.

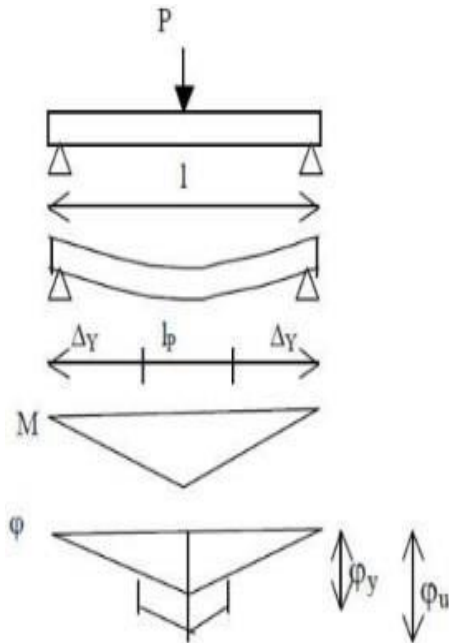


Figure. 1.14. Schéma d'une poutre fléchie

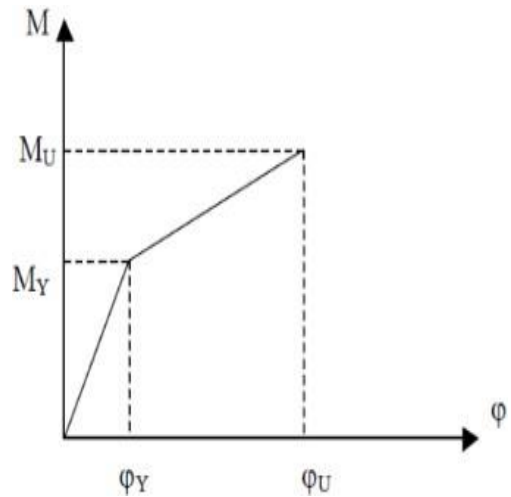


Figure. 1.15. Diagramme moment-courbure bilinéaire.

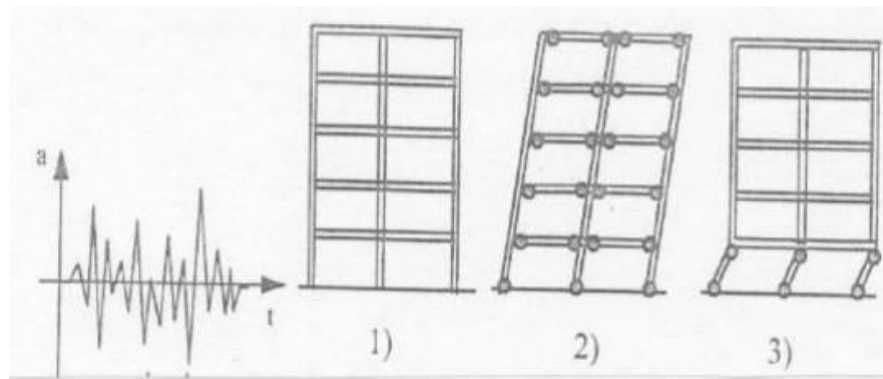
Dans les systèmes hyperstatiques, il se produit lors de variations de la charge, dans les parties les plus sollicitées, une plastification du béton ou de l'acier. Les zones plastifiées ne participent plus pleinement à la transmission des augmentations de la charge et leur rigidité diminue. Les moments fléchissant se déplacent vers les parties de l'élément où la plastification n'a pas commencé ou bien où elle est plus faible. Donc, la répartition des moments dans l'élément varie. Ce processus est appelé " redistribution des moments ".

**I.4.5. Fonctionnement d'un portique en béton armé :**

Les forces d'excitation sismique appliquées à une structure composée de poutres et de poteaux développent globalement trois types d'efforts : la flexion M, le cisaillement V et l'effort normal N.

Les déformations associées sont : la courbure, la déformation de cisaillement  $\gamma$  et la déformation de membrane. La distribution des efforts le long d'un élément dépend de la différence des rigidités entre les poutres et les poteaux. Cette différence de raideur produit l'apparition des rotules plastiques dans les poutres,

dans les poteaux ou dans les deux simultanément (figure. 1.17).



**Figure 1.16.** Effets d'un chargement latérale. 1-Excitation, 2-Comportement des poteaux rigides, 3-Comportement des poutres rigides

## I.4.6. Évaluation de la ductilité des structures en portique :

### I.4.6.1. Mécanisme de rupture des portiques étages :

Les portiques étagés, soumis à une charge horizontale et à une charge verticale, constituent toujours, en règle générale, des structures plusieurs fois hyperstatiques présentant un grand nombre de mécanismes de rupture possibles.

L'approche rationnelle utilisée pour déterminer la résistance sismique d'une structure en portiques consiste à choisir le mécanisme de déformation post-élastique le plus approprié et à garantir par des méthodes de calcul adéquates un mode de plastification conforme à la manière préconçue. Pour atteindre ce but, plusieurs règlements exigent à ce que ces structures aient une certaine capacité de résistance.

Pour les portiques auto stables, la plastification préférée est celle causée par un comportement flexionnel que celle causée par l'action de l'effort tranchant ou d'adhérence qui sont à éviter, vu qu'elles conduisent à une réduction substantielle de la dissipation d'énergie.

Les régions critiques du système structurel résistant aux forces sismiques peuvent être ainsi préalablement choisies, convenablement conçues et soigneusement ferrillées afin de fournir une capacité de résistance et de ductilité adéquates.

Le rapport des courbures  $U/Y$  peut nous permet d'apprécier la déformation prise

par une structure composée de portiques en admettant les hypothèses suivantes :

- ✓ Le comportement moment-courbure des sections est bilinéaire ;
- ✓ Ne sont considérées que les déformations de flexion ;
- ✓ La plastification au début de l'écoulement se développe simultanément dans toutes les sections critiques, aboutissant ainsi au mécanisme de ruine.

**I.4.7.2 Ductilité requise dans un mécanisme dû à la rotation des poutres :**

La plastification dans les régions critiques des poutres précède celle des poteaux qui sont plus rigides. Ce mécanisme est provoqué par la formation de rotules plastiques à la base des colonnes du premier niveau où le moment fléchissant est maximal. Compte tenu de cette dernière hypothèse on pourra déterminer la rotation  $\theta_{pc}$  de la base, en fonction de  $D_U$  et  $D_Y$ .

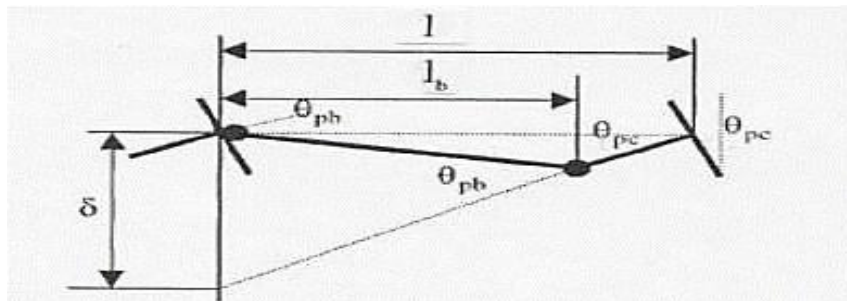
$$\theta_{pc} = (u_1 - y) \frac{I_p}{n h} = \frac{D_U - D_Y}{n h} \tag{I.1}$$

Où le facteur de ductilité de déplacement à la base des poteaux est exprimé Comme suit :

$$\mu_D = 1 + n h \frac{\theta_{pc}}{D_y} \tag{I.2}$$

Pour les poutres on pourra admettre pour chacune d'elles une rotule plastique au droit du moment maximal en travée et une au droit de la jonction avec la colonne, où le moment négatif est maximal. Tant que les déformations restent petites on pourra supposer que

$$\theta_{pc} \cdot I = \theta_{pb} \cdot I_p \tag{I.3}$$



**Figure 1.17.** Rotation dans une poutre avec rotules plastique.

On peut maintenant exprimer  $\mu$  en fonction de  $D_Y$  et de  $\theta_{pb}$ .



$$\theta_{pb} = (\mathbf{u}_b - \mathbf{y}_b) \cdot \mathbf{l} = \frac{\theta_{pc} \cdot l}{l_b} = \frac{D_u - D_y}{n \cdot h \cdot l_b} \cdot l \quad (I.4)$$

Où  $\theta_{pb}$  est plus généralement, définie à partir de la rotule plastique au droit du moment négatif.

$$\text{On obtient ainsi : } \mu_D = \frac{D_u}{D_y} = 1 + \frac{n \cdot h \cdot l_b}{l} \cdot \theta_{pb} \quad (1.5)$$

### I.5. Conclusions :

L'Algérie a été le théâtre de plusieurs séismes majeurs au cours de son histoire, entraînant des conséquences dévastatrices pour ses habitants et son infrastructure.

Ces événements sismiques illustrent l'importance et la récurrence des séismes en Algérie, mettant en évidence les risques sismiques significatifs auxquels le pays est confronté.

Lorsqu'un séisme se produit, des ondes sismiques sont émises: elles se propagent jusqu'à la surface de la terre où elles peuvent alors être détectées par des capteurs appelés sismomètres et enregistrées par des appareils appelés sismographes.

Il est à présent bien admis que pour avoir un comportement satisfaisant d'une construction en zone sismique, il y a lieu de la concevoir, la calculer et la réaliser suivant les règles parasismiques. A cet égard toute insuffisance au niveau de ces trois paramètres peut concourir au mauvais comportement, voire à la ruine de la construction, pour un niveau de sollicitation sismique donné.

L'intensité des efforts sismiques agissant dans un bâtiment dépend de plusieurs paramètres, qui peuvent être regroupés en deux familles :

- Le contexte géophysique, représenté dans les règles parasismiques par la zone sismique et le coefficient de sol.
- Le comportement de la structure elle-même, qui est essentiellement caractérisé par sa masse et sa raideur

**Chapitre II :**  
**Conception et réglementation**  
**parasismique des bâtiments**

## **II.1. Introduction :**

Les constructions sont généralement considérées comme « parasismique » lorsqu'elles sont conformes aux règles parasismiques en vigueur. Effectivement, l'expérience montre que l'application des règles parasismiques limite d'une manière importante l'ampleur des dommages sismiques.

Le respect de règles réduit considérablement le risque d'effondrement des constructions, sans toutefois le garantir. En effet, lors des séismes majeurs, il est arrivé que des bâtiments calculés selon des règles de construction parasismique soient parfois sévèrement endommagés ou même effondrés.

Le principal objectif des règles parasismiques est la protection des vies humaines avec une faible probabilité d'effondrement de bâtiments pour une accélération de sol nominale.

Une conception parasismique judicieuse et une exécution soignée devraient, dans ce cas, permettre de conférer à l'ouvrage une réserve de résistance suffisante pour prévenir son effondrement. La protection parasismique des bâtiments n'est donc pas uniquement une affaire de calcul ou d'études d'ingénierie.

## **II-2. Nation de construction parasismique :**

### **II-2.1. Définition :**

La construction parasismique d'un bâtiment repose sur une approche globale qui intègre divers facteurs tels que l'analyse des sols, le choix des matériaux, la conception architecturale, et l'intégration d'éléments comme les joints sismiques. En cas de séisme, les bâtiments subissent des contraintes mécaniques variées. Un bâtiment construit selon les normes sismiques absorbe les ondes sismiques, oscillant et se déformant pour ensuite retrouver sa position initiale après les secousses. L'objectif principal de la construction parasismique est d'éviter toute rupture ou effondrement lié au séisme, assurant ainsi la durabilité des structures et la sécurité des occupants.

## II-2.2. Spécificité de la conception parasismique :

Lorsqu'on construit en zone sismique, il faut avoir présente à l'esprit la spécificité des sollicitations d'origine sismique. En fait, cette spécificité a deux aspects: ou que l'on pourrait qualifier de statique, et une autre dynamique. En situation normale, il est habituel que la force de la pesanteur s'exerce verticalement sur les masses des constructions du haut vers le bas, et nous sommes habitués à voir et à concevoir les bâtiments dans ce sens.

Lors d'un séisme, du fait du déplacement du sol, les charges sismiques peuvent s'exercer sur les masses des constructions dans un sens vertical descendant (ce qui renforce l'effet du poids), dans un sens vertical ascendant (ce qui allège le poids mais peut inverser les efforts) et surtout dans tous les sens horizontaux (ce qui crée des efforts spécifiques).

La tentative du concepteur de considérer les actions induites par le séisme comme un vent très fort est une erreur et cela doit être évité puisque les caractéristiques dynamiques du bâtiment sont fondamentales à la réponse structurale et les actions induites par le séisme peuvent ainsi être atténué par conception. Mais il faut toutefois noter que ces charges ne sont pas de même type; en effet, l'action du vent s'exerce sur les surfaces des parois, les charges sismiques sont engendrées dans toutes les masses du bâtiment. Ainsi, les charges sismiques peuvent être très importantes aussi bien dans la direction longitudinale que dans la direction transversale d'un bâtiment, alors que vis-à-vis du vent, le contreventement longitudinal est souvent réduit et peut s'avérer insuffisant en cas de séisme.

Une autre particularité de la conception parasismique tient aux aspects dynamiques des sollicitations. Généralement, un séisme a une durée de quelques dizaines de secondes, le plus souvent moins d'une minute. Mais pendant ce temps relativement bref, le nombre de sollicitations peut être élevé, plusieurs dizaines de vibrations résultant des allers retours du sol.

Une bonne approche de la conception serait de s'efforcer de minimiser les risques d'amplification, en jouant sur la forme et sur la raideur des constructions en fonction des caractéristiques du sol.

En résumé, l'incidence de la conception parasismique des constructions se situe à trois niveaux. Elle permet de :

- ✓ Minimiser les amplitudes d'oscillation du bâtiment et par là les charges sismiques.
- ✓ Créer de bonnes conditions de résistance en limitant les concentrations d'efforts
- ✓ Minimiser le coût de la protection parasismique.

### II-2.3. Principes de conception :

Le principe de la conception parasismique repose sur 5 piliers indissociables :

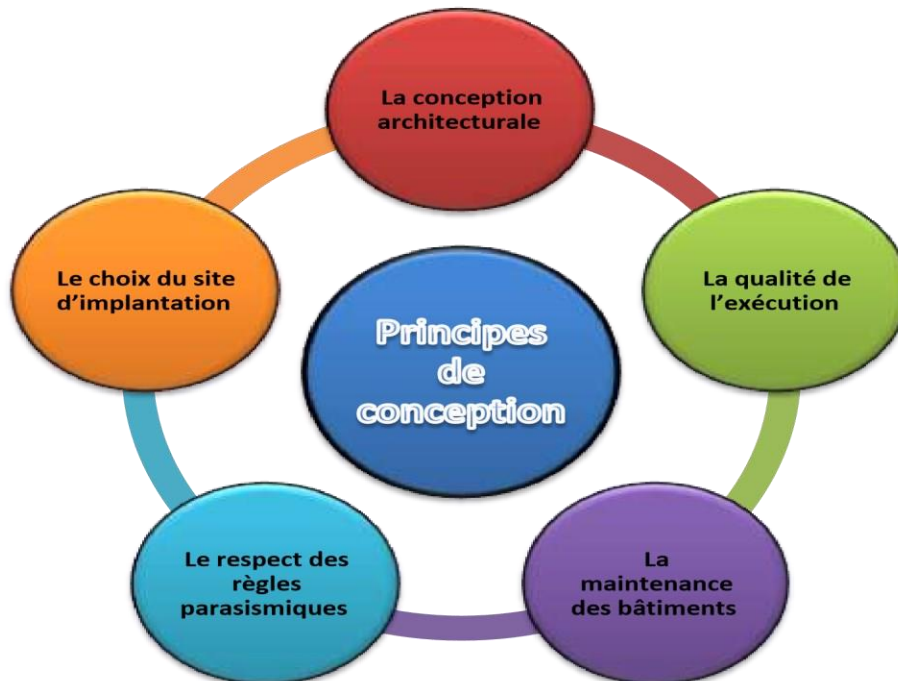


Figure II.1: Principes de conception parasismique

#### A- Le choix du site d'implantation :

Les terrains situés sur les reliefs et en haut des ruptures de pente sont à proscrire.

La zone de limite entre les sols rocheux et les sols mous est également à éviter.

#### B- La conception architecturale :

Le type d'architecture doit permettre une bonne résistance au séisme (forme, hauteur et élancement du bâtiment).

**C- Le respect des règles parasismiques :**

Les règles parasismiques fixent les niveaux de protection requis par commune (définie dans le zonage sismique national) et par type de bâtiment. Ces règles définissent également les modalités de calcul et de dimensionnement des différents organes de structure des constructions. Pour les maisons individuelles, il pourra y avoir maintien des règles simplifiées actuellement en vigueur.

**D- La qualité de l'exécution :**

Elle concerne non seulement les matériaux et éléments non structuraux (couplages et joints), mais également le respect des règles de l'art. La protection contre le feu est aussi point important de la construction parasismique.

**E- La maintenance des bâtiments :**

Elle permet de garantir l'efficacité de la construction parasismique à long terme.

**II-3. Caractéristiques souhaitables pour les bâtiments résistants aux séismes :****II.3.1 Introduction : [2]**

Pour la sécurité parasismique de nouveaux bâtiments, les principes déterminants à suivre pour la conception et la réalisation de la structure porteuse et des éléments de construction non-porteurs (cloisons intermédiaires, éléments de façade, etc.) sont résumés ci-après.

Une conception et une bonne exécution parasismique n'entraînent en général pas ou peu de surcoût pour les nouvelles constructions. Ceci reste valable même lors de l'application de méthodes modernes de calculs et de dimensionnement, en particulier le dimensionnement en capacité orienté en déformation.

**II.3.2 Principes pour la conception :**

L'éventualité d'un séisme est un aspect important à prendre en compte dans la conception d'un bâtiment en région sismique.

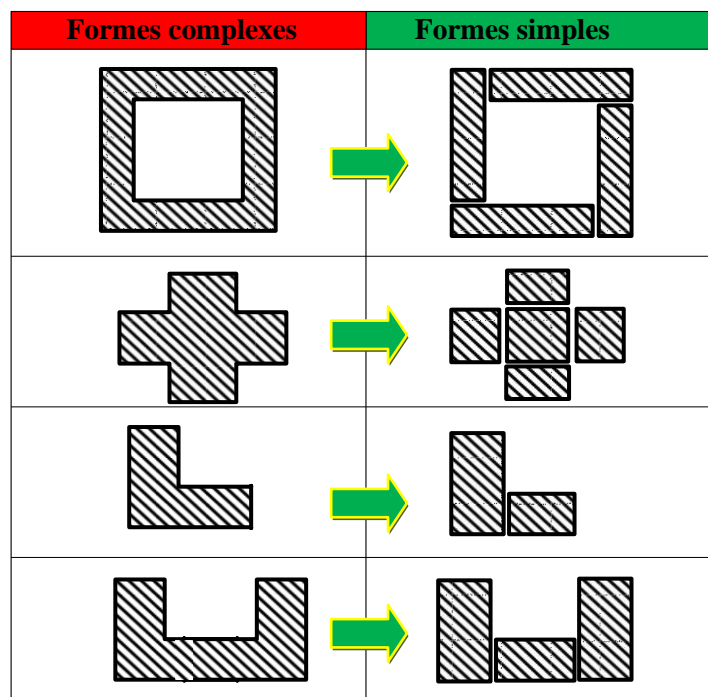
Cet aspect est à prendre en considération dès la phase initiale de conception et de dimensionnement du bâtiment, permettant ainsi la réalisation d'un système structural, qui, dans des limites de coût acceptable, satisfait aux prescriptions fondamentales.

Le respect des principes de conception des structures construites en zones sismiques a pour résultat de minimiser le supplément de coût nécessaire pour passer de la structure normale à la structure parasismique ils peuvent se résumer en :

Dans les zones sismiques, l'aléa sismique doit être pris en compte aux premiers stades de la conception d'un bâtiment, ce qui permet de réaliser un système structural qui, pour un coût acceptable, respecte les exigences fondamentales spécifiées. Les principes qui guident la conception parasismique sont :

### Principe 1 : Simplicité de la structure :

Le comportement d'une structure simple est plus facile à comprendre et à calculer. La simplicité d'ensemble concourt à la simplicité des détails. Le comportement sismique est notablement amélioré si une forme complexe est fragmentée en plusieurs formes plus compactes par l'introduction de joints parasismiques. La figure 3.1 montre comment améliorer sensiblement le comportement sismique des formes complexes en les éclatant en formes plus simples. La séparation en formes compactes permet d'annuler toute excentricité entre les centres de cisaillement et les centres de masse. Les joints parasismiques doivent être suffisamment larges pour que les blocs voisins n'entrent pas en collision au cours de leur mouvement.



**Figure II.2 :** Le comportement sismique est amélioré si une forme complexe est fragmentée en formes plus compactes par l'introduction de joints parasismiques.



## Principe 2 : Continuité

Toute discontinuité dans le dessin d'une structure conduit à une concentration de contraintes et de déformations. Une structure discontinue est toujours mauvaise, car le mécanisme de ruine qu'elle fait intervenir est local. Or la dissipation d'énergie dans la structure devrait être maximale, ce qui est obtenu en faisant intervenir le maximum d'éléments, de manière à constituer un mécanisme de ruine global et non local. Le comportement non homogène d'une structure présentant des discontinuités majeures est toujours source de problème, car il rend délicat le calcul de la structure, dans son ensemble, et difficile le dessin correct des nœuds cruciaux où doivent se produire les grandes déformations. Le principe de continuité a un impact sur le dessin d'ensemble des structures, qui est explicité dans les principes 3 et 4. Le principe de continuité se traduit aussi dans les détails de structure et dans la surveillance de chantier.

Dans les détails de la structure, il faut :

- ✓ Éviter les affaiblissements de section (âmes évidées) .
- ✓ Réaliser des poutres et colonnes d'axes concourants .
- ✓ Éviter les changements brutaux de directions des éléments porteurs ;
- ✓ Éviter les changements brutaux de largeurs des éléments porteurs ; d'où il découle que les largeurs des poutres et colonnes concourantes doivent être peu différentes .
- ✓ Soigner la conception des assemblages des éléments préfabriqués .
- ✓ Positionner les joints de montage (acier, systèmes industrialisés en béton) ou les reprises (béton armé) en dehors des zones fortement contraintes.

Surveillance du chantier.

Il s'agit d'un aspect particulièrement important pour garantir la qualité réelle du travail effectué, en particulier :

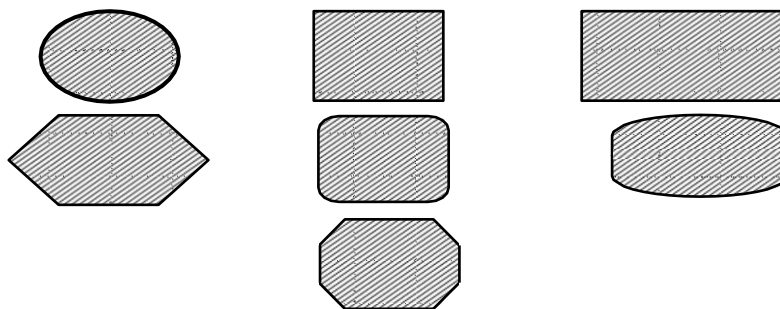
- ✓ Le positionnement des éléments préfabriqués en béton ;
- ✓ Le bétonnage de leurs joints d'assemblage ;
- ✓ La mise en place correcte des armatures, l'exécution soignée des repris en béton armé ;

- ✓ La qualité des matériaux mis en œuvre.

Enfin, même si l'hyperstaticité élevée n'est pas toujours possible, il convient en tout cas d'éviter l'absence de toute liaison positive. Ainsi, des éléments simplement posés ne sont tenus en place que par le frottement et une fois celui-ci vaincu, des déplacements majeurs peuvent se produire. On peut résoudre ce problème par des liaisons souples ou des butées, qui entrent en action seulement en cas de séisme.

### Principe 3 : Régularité en plan

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent avoir des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques (Figure II.3). La symétrie du plan selon deux axes tend à réduire notablement la torsion d'axe vertical des constructions. Notons qu'une conception judicieuse de la structure peut quelquefois corriger les inconvénients d'une dissymétrie géométrique. La démarche consiste à faire coïncider le centre des masses avec le centre des rigidités en positionnant les éléments résistants rigides à des endroits adéquats.



**Figure II.3** : Régularité en plan (formes favorables)

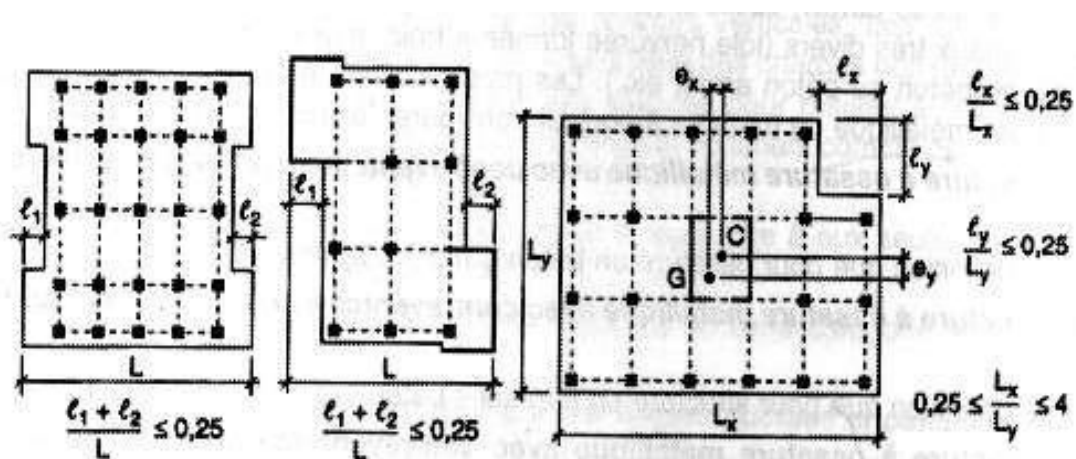
A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique



La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (Figure II.4)

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. (Figure II.4) Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.



**Figure II.4 :** Limites des décrochements en plan

La figure II.5 montre un exemple réel de dommage dû à l'irrégularité en plan (structure irrégulière de forme).

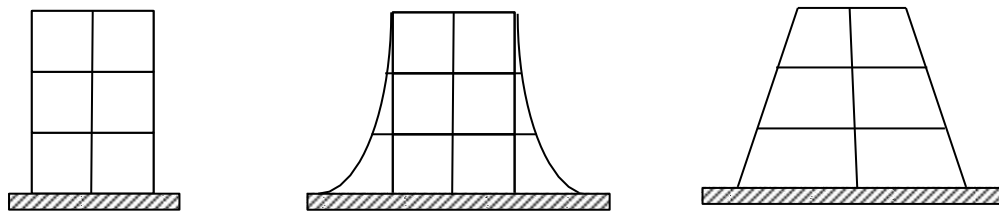


**Figure II.5 :** Exemple de dommage dû à l'irrégularité en (Structure irrégulière de forme).

### Principe 4 : Régularité en élévation

En élévation, la régularité des formes, la répartition homogène des masses et des rigidités sont des critères importants qui conditionnent la stabilité et la résistance des structures sous séisme.

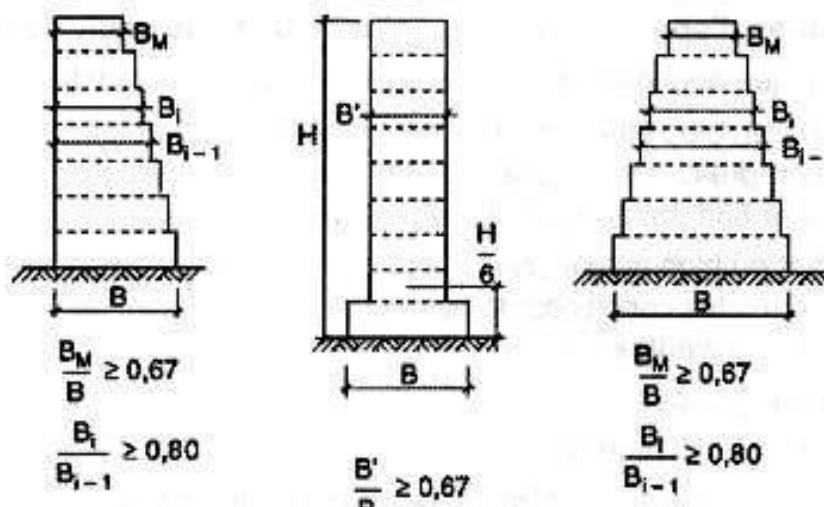
Dans la vue en élévation, les principes de simplicité et de continuité se traduisent par un aspect régulier de la structure primaire, sans variation brutale de raideur. De telles variations entraînent des sollicitations locales élevées.



**Figure II.6 : Régularité en élévation (formes favorables)**

Les formes irrégulières en élévation donnent lieu à des oscillations différentielles. Les parties de bâtiment de volume et/ou de hauteur distinctes vont osciller différemment et les éléments porteurs peuvent être soumis à des efforts de sens contraire, situation très défavorable pour la solidité de l'ouvrage.

Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.



**Figure II.7 : Limites des décrochements en élévation**

La figure montre un exemple de dommage dû à l'irrégularité en élévation (Variation des géométries).



**Figure II.8 :** Exemple de dommage dû à l'irrégularité en élévation (Variation des géométries).

**Principe 5 : Résistance et rigidité dans les deux directions, (effet de la torsion)** Dans le cas d'une distribution asymétrique des éléments de contreventement, la construction est soumise pendant les séismes, à des efforts supplémentaires dus à la torsion d'axe vertical.

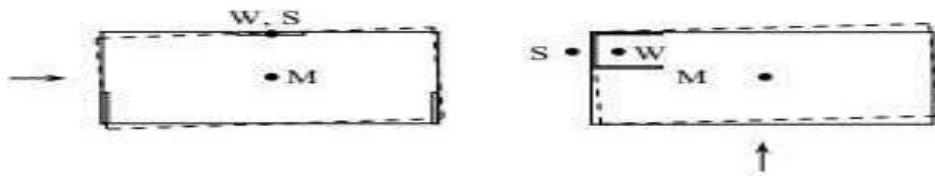
En effet, les charges sismiques sont communiquées principalement aux éléments de contreventement en raison de leur rigidité. La résultante des forces de résistance aux charges horizontales passe donc nécessairement par le centre de rigidité. Si celui-ci se trouve décalé par rapport au centre des masses (centre de gravité) où passe la résultante des charges sismiques, la construction est soumise à une torsion d'axe vertical d'autant plus importante que la distance entre le centre des masses et le centre de rigidité est grande. C'est autour de ce dernier que la rotation se produit

; il joue le rôle de centre de torsion (figure II.9).

La torsion affecte le plus les poteaux d'angle et les liaisons entre les diaphragmes horizontaux et le contreventement vertical. Les dommages aux éléments verticaux augmentent avec leur distance au centre de rigidité. Les poteaux situés aux

extrémités du bâtiment opposées au centre de torsion peuvent subir des déplacements différentiels importants entre leur tête et leur pied, déplacement pouvant entraîner leur éclatement.

La répartition symétrique ou quasi symétrique des éléments de contreventement, permettant que le centre de rigidité de la gravité de la construction soient confondus ou rapprochés, et par conséquent une caractéristique essentielle d'une bonne construction parasismique.



**Figure II.9 :** Raideur et résistance à la torsion

### **Principe 6 : Action des diaphragmes au niveau des étages :**

Les diaphragmes d'un bâtiment sont les structures horizontales qui reportent l'action horizontale, résultant de la mise en mouvement des masses des planchers et de leurs charges, vers les structures verticales de contreventement.

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

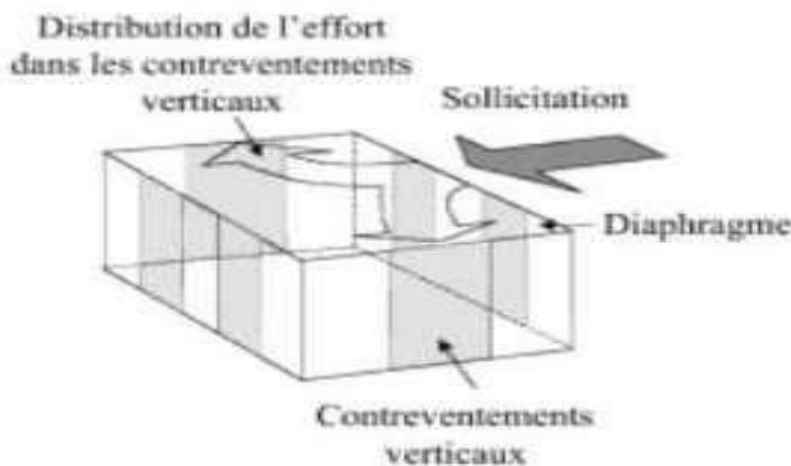
- Transmettre les charges sismiques horizontales sur les éléments verticaux de contreventement (murs, travées triangulées ou portiques) (Figure 3.9).
- Raidir les bâtiments à la manière d'un couvercle de boîte : Le raidissage vise à prévenir le déversement des éléments porteurs verticaux.
- Coupler les éléments verticaux : Tous les éléments solidaires du diaphragme "travaillent" en phase et participent à la résistance en proportion de leur rigidité (si le diaphragme est plus rigide que les palées de stabilité).

Les diaphragmes doivent être peu déformables dans leur plan, de manière à assurer une distribution efficace de l'action horizontale entre les différentes structures verticales. Idéalement, ils assurent à chaque niveau où ils sont présents une absence de déplacement horizontal relatif entre les structures verticales.



En général, la structure d'un bâtiment peut être considérée comme constituée de plusieurs systèmes verticaux liés par des diaphragmes horizontaux. L'analyse de la structure est plus rapide si les diaphragmes peuvent être considérés comme rigides, c'est à dire si les déplacements relatifs des points du diaphragme sont nuls lors du séisme.

Un diaphragme peut être considéré comme rigide si, lorsqu'il est modélisé avec sa flexibilité en plan effective, ses déplacements horizontaux n'excèdent en aucun point de plus de 10 % les déplacements horizontaux absolus trouvés aux mêmes points dans l'hypothèse du diaphragme rigide et sous l'action sismique de calcul.



**Fig**

contreventements verticaux

### **Principe 7 : Des éléments structuraux verticaux surdimensionnés**

La ruine des éléments structuraux verticaux d'un bâtiment a un impact nécessairement catastrophique, car elle entraîne la chute d'un étage, qui entraîne à son tour souvent l'effondrement total de la structure. Il est donc fondamental pour la sécurité d'éviter à tout prix la ruine des éléments structuraux verticaux. Ceux-ci sont potentiellement le siège de plusieurs modes de ruine sans guère de ductilité :

- Flambement
- Écrasement (peu ductile en béton armé) ;
- Cisaillement alterné (fragile en béton armé, ductile en acier) ;
- De plus, si les éléments structuraux verticaux sont le siège de flexions M

combinées à de la traction ou de la compression  $N$ , leur moment de flexion résistant .

- Peut perdre tout caractère de moment « plastique » ductile, en particulier en béton armé car la capacité de raccourcissement de ce matériau dans le domaine plastique est très faible et sa ruine en compression fragile .
- Peut être fortement réduit par rapport à une situation de pure flexion.

### **Principe 8 : Créer les conditions d'un mécanisme plastique global.**

Dans les bâtiments dont l'ossature primaire est faite de portiques qu'on souhaite faire travailler dans le domaine plastique sous séisme de projet (projets DCM ou DCH), (Ductility Class Medium) or DCH (Ductility Class High) il est fondamental pour la sécurité de développer les déformations plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Ce principe « poteaux forts - poutres faibles » pour former des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux, ce qui est crucial pour la stabilité globale et la résilience de la structure face aux forces sismiques. Cette approche vise à distribuer efficacement les déformations plastiques au sein des éléments structurels, renforçant la capacité du bâtiment à résister aux charges sismiques.

### **Principe 9 : Choix rationnels relatifs aux masses**

Dans les structures relativement raides (période propre  $T$  inférieure à la période de « coin »  $T_c$ , la résultante de cisaillement  $m S_d(T)$  peut être réduite en réduisant la masse sismique » totale  $m$ , car  $S_d(T)$  est indépendant de  $m$  pour  $T < T_c$  (zone de « palier » horizontal du spectre de réponse en accélération de l'Eurocode 8.

Le choix de planchers légers plus performants peut ainsi entraîner une réduction des quantités et coûts d'ossature et de fondation, car les planchers représentent environ 80% de la masse d'un bâtiment. Cette réduction de prix de l'ossature peut compenser le surcoût des planchers plus performants.

### **Principe 10 : Largeur des contreventements.**

Les forces horizontales équivalentes au séisme sont équilibrées en base de la structure par une résultante de cisaillement **et** un moment de flexion. Ce dernier entraîne :

- Des tractions dans les poteaux ou voiles
- Des compressions dans les poteaux ou voiles

On peut réduire les contraintes correspondant à ces sollicitations dans la structure en élargissant le contreventement (voile en béton armé, ossature triangulée) : le bras de levier des efforts dans le plan vertical est augmenté, ce qui a action constante réduit les sollicitations.

On notera toutefois que ce principe est à nuancer par la considération du spectre de réponse et accélération :

- pour une structure dont la période  $T$  correspond à la branche descendante du spectre, l'augmentation de raideur résultant de l'augmentation de largeur des contreventements entraîne une augmentation de la résultante de cisaillement horizontal, de sorte qu'il n'y a pas nécessairement réduction des sollicitations.
- pour une structure dont la période  $T$  correspond au palier du spectre (de  $T_B$  à  $T_C$ ) dans l'EC8 . la résultante de cisaillement horizontal est indépendante de la raideur et la réduction de sollicitation est à coup sur effective.

### **Principe 11 : Largeur des fondations.**

Les forces horizontales équivalentes au séisme sont équilibrées en base de la structure par une résultante de cisaillement et un moment de flexion. Ce dernier entraîne :

- Des tractions à la fondation
- Des compressions à la fondation
- Un risque de soulèvement en base du côté traction

### **Principe 12 : Partition en sous structures**

Lorsque pour une raison quelconque (usage, esthétique), les principes de régularité en plan et de symétrie ne peuvent être respectés, on peut penser à effectuer une partition du bâtiment en plusieurs « blocs » ou sous structures ; celles-ci sont séparées pour leur comportement structural, mais jointives pour leur utilisation. La difficulté de cette solution consiste en la réalisation de joints

corrects entre les sous

structures. Ces joints doivent être suffisamment larges pour éviter le martèlement entre sous structures lors d'un tremblement de terre, car ces sous structures n'oscillent pas nécessairement à la même fréquence et il faut cumuler leurs déplacements maxima possibles pour définir l'intervalle minimum qui doit les séparer. Cette solution doit en outre être complétée par des passerelles souples entre les différentes unités ainsi réalisées.

### **Principe 13 : Fixation des éléments non structurels**

La première cause de mort en cas de séisme de faible intensité est la chute d'éléments non structurels mal fixés ou peu résistants placés en hauteur : cheminées (mortiers dégradés), éléments décoratifs de façade, cloisons ou vitrages appliqués aux façades, parois intérieures de séparation simplement posées au sol (maçonneries intérieures des immeubles) et non tenues en leur point haut, bibliothèques, équipements techniques,

## **II.4. Aperçu historique sur l'évolution des Règles Parasismiques Algériennes (RPA) : [2]**

Depuis le séisme d'El Asnam en 1980 qui a fait un désastre tant en vie humaine qu'en destruction de constructions, l'Algérie s'est dotée d'un règlement parasismique RPA81 suivie par le RPA81 version 83. Ces deux règlements se basent sur la méthode statique équivalente pour le calcul de la force sismique.

D'autres secousses moins importantes telle celle de Constantine en Octobre 1985 et autres ont fait que ces règles soient modifiées, une première révision en 1988 concernant le zoning, l'annulation de la restriction pour l'utilisation des portiques autostables en zone III, l'introduction de la méthode d'analyse modale spectrale comme annexe, et quelques dispositions constructives ont été adoptées.

La révision faite en 1988 s'est avérée insuffisante puisque le principe même de la protection sismique à savoir le non effondrement des constructions n'a pu être respecté vu l'ampleur des dégâts occasionnés lors des séismes de Ain Témouchent en 1999 et récemment celui de Boumerdes en 2003 qui a été très violent et destructeur.

- ✓ **1978** : Version préliminaire du code parasismique algérien.
  - Inspirée du code américain (UBC 73/76).
  - Les forces sismiques sont calculées à l'aide de la méthode statique équivalente.
- ✓ **1981** : Edition de la première version du code parasismique algérien (RPA 81). Après le séisme d'El Asnam (M 7,2 / 10 octobre 1980) et mise en application par arrêté en parallèle avec le «PS-69 + compléments».
- ✓ **1983** : RPA – 81 (version 83) exclusivement.
- ✓ **1984** : Evaluation du RPA- 81 (version 83) à la suite des résultats des études de Microzonage de Chlef.
- ✓ **1988** : Révision du RPA – 81 (version 83) Réaménagement du document.
- ✓ **1999** : Seconde révision du code.
  - Modifications dans la méthode statique équivalente,
  - Meilleure explicitation de la méthode dynamique : (méthode modale spectrale),
  - Chapitres « Matériaux » et « Fondations » individualisés,
  - Version plus complète et mieux lisible.
- ✓ **2003** : Troisième révision suite au séisme de Boumerdes (M 6,8 / 21 mai 2003), portant la définition d'un Nouveau zonage sismique comme suit : Zone 0 pour la Sismicité négligeable, Zone I pour la Sismicité faible, Zones II a et II b pour la Sismicité moyenne et enfin la Zone III pour la Sismicité élevée.

#### **II.4.1. Objectifs de RPA 99 Version 2003 :**

Les présentes règles visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié. Pour des ouvrages courants, les objectifs ainsi visés consistent. À doter la structure ;

- ✓ D'une rigidité et d'une résistance suffisante pour limiter les dommages non

structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.

✓ D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour Permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare. Pour certains ouvrages importants, la protection visée est encore plus sévère Puisqu'il faudra que l'ouvrage puisse demeurer opérationnel immédiatement après un séisme majeur.

#### **II.4.2. Domaine d'application :**

Les règles sont applicables à toutes les constructions courantes. Par contre, elles ne sont pas directement applicables aux constructions telles que :

- ✓ Constructions et installations pour lesquelles les conséquences d'un dommage même léger peuvent être d'une exceptionnelle gravité: centrales nucléaires, installations GNL, installations de fabrication et de stockage des produits inflammables, explosifs, toxiques, ou polluants.
- ✓ Ouvrages d'art (barrages, ouvrages maritimes, ponts, tunnels,...) ;
- ✓ Réseaux et ouvrages enterrés. Pour ces types de constructions, il y a lieu de se référer à des règles ou recommandations spécifiques ;
- ✓ Par ailleurs les dispositions du présent règlement ne s'appliquent pas en zone de sismicité négligeable de la classification des zones sismiques.

#### **II.4.3. Conditions d'application :**

Les constructions auxquelles s'appliquent les règles doivent satisfaire concomitamment aux règles de conception, de calcul et d'exécution applicables

Par ailleurs, au cas où les sollicitations issues d'un calcul aux effets du vent sont plus défavorables, ce sont ces dernières qu'il y a lieu de prendre en considération

pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage, mais, en même temps, les dispositions constructives des règles RPA doivent être respectées.

Globalement, les préoccupations essentielles à prendre pour chaque révision du RPA sont les suivantes :

- ✓ Prise en compte de l'évolution récente de la réglementation internationale en la matière ;
- ✓ Réponse aux questions et remarques des utilisateurs du RPA ;
- ✓ Valorisation de l'expérience acquise dans la pratique du génie parasismique ;
- ✓ Harmonisation du RPA avec les autres DTR complémentaires (CBA, CCM, Maçonnerie, Fondations,...) ;
- ✓ Réorganisation du contenu du RPA selon un schéma de plus en plus utilisé dans les codes étrangers ;
- ✓ Amélioration de la présentation du RPA en tant qu'outil de travail très utilisé.

### **II.5. Aperçu historique de l'évolution des règles de l'Eurocode 8 : [3]**

Les Eurocodes constituent un ensemble intégré de normes européennes pour la conception et le dimensionnement des bâtiments et des structures de génie civil, y compris leurs fondations et leur résistance aux séismes. Le but du programme des Eurocodes est d'établir un ensemble de règles techniques communes pour la conception de bâtiments et d'ouvrages de génie civil, qui sont destinés à remplacer les règles actuellement en vigueur dans les différents états membres de l'Union Européenne.

L'Eurocode 8 s'insère dans l'ensemble du projet des Eurocodes structuraux lancé par la Commission européenne pour permettre l'harmonisation des règles techniques de construction au sein de l'Union européenne. La norme française la plus récente concernant les bâtiments en zone sismique est connue sous le nom de PS 92. Dans le cadre européen, la norme relative à la construction en zone sismique est l'Eurocode 8. Elle comprend six parties. Les parties 1 et 5 sont nécessaires pour la conception des bâtiments ; elles couvrent le même champ que les PS 92. Et sont



décomposés comme suit :

- ✓ EN 1998 1 Règles générales Actions sismiques Règles pour les bâtiments.
- ✓ EN 1998 2 Ponts.
- ✓ EN 1998 3 Renforcement et réparation des bâtiments.
- ✓ EN 1998 4 Silos, réservoirs, tuyauterie.
- ✓ EN 1998 5 Fondations, géotechnique.
- ✓ EN 1998 6 Tours, mats, cheminées.

### II.5.1. Objectifs de 'Eurocode 8 : [3]

L'Eurocode 8 (EN1998-2004) définit deux objectifs au projet parasismique :

1. Le non-effondrement sous un séisme majeur, associé à une probabilité de référence  $P_{NCR}$  de dépassement en 50 an égal à 10% (séisme de période de retour  $T_{NCR} = 475$  ans). La structure doit être conçue et construite pour résister sans effondrement local ou général, conservant ainsi son intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après l'événement sismique. Les vérifications associées à cet objectif sont celles d'un Etat Limite Ultime (ELU).

2. La limitation des dommages sous un séisme plus fréquent, dont la probabilité  $P_{DLR}$  de se produire est plus importante (probabilité  $P_{DLR}$  de dépassement en 10 ans égale à 10% , séisme de période de retour  $T_{DLR} = 95$  ans). La structure doit être conçue et construite pour éviter des dommages et des limitations d'exploitation dont le coût serait disproportionné par rapport à celui de la structure. Les vérifications associées à cet objectif sont celles de l'Etat Limite de Service (ELS) et portent, par exemple, sur des valeurs maximales de déformations entre étages d/h. La tendance actuelle va vers la définition de plus de 2 objectifs ou « performances » souhaitées.

### II.5.2. Domaine d'application de l'EC8 :

Le domaine d'application de l'Eurocode 8 (EC8) est défini dans l'EN 1998-1:2004. Ce code s'applique à la conception et au dimensionnement des structures pour assurer leur résistance aux séismes.

Il couvre les aspects suivants [3],[4] :

- ✓ Classification des sites en 7 catégories selon la vitesse moyenne des ondes de cisaillement
- ✓ Division du territoire en zones sismiques, avec prise en compte directe dans le calcul des spectres
- ✓ Classification des ouvrages en 4 catégories d'importance, avec un coefficient dédié.
- ✓ Définition de 3 classes de ductilité des structures (limitée, moyenne et haute)
- ✓ Prise en compte de l'effet topographique.
- ✓ Établissement des spectres de réponse élastique et inélastique pour le dimensionnement

L'EC8 fournit donc un cadre complet pour assurer la résistance parasismique des bâtiments et ouvrages, en s'appuyant sur une approche détaillée des paramètres influents. Son application permet de limiter les dommages et les pertes humaines en cas de séisme majeur.

### **II.5.3. Conditions d'application de l'EC8 :**

Les conditions d'application de l'Eurocode 8 (EC8) sont définies dans l'EN 1998-1:2004. Ce code s'applique à la conception et au dimensionnement des structures dans les zones sismiques, visant à assurer leur sécurité et leur intégrité en cas de séisme. Il couvre divers aspects tels que la classification des sites, des zones sismiques et des ouvrages, la ductilité des structures, l'effet topographique, et l'établissement des spectres de réponse élastique et inélastique pour le dimensionnement. L'EC8 offre un cadre complet pour garantir la résistance parasismique des bâtiments, en intégrant des normes détaillées pour différents types de structures et matériaux de construction [1].

## II.6. Conclusion :

Les règlements adoptés dans la plupart des pays concernés par le risque sismique, doivent mieux présenter la démarche assez complexe propre au calcul parasismique.

L'inconvénient de ces règlements est d'accréditer l'idée que le calcul représente la partie la plus importante de la conception parasismique. Une telle idée ne saurait correspondre à la réalité.

Les erreurs et défauts dans la conception conceptuelle ne peut être compensé dans les calculs suivants et conception détaillée de l'ingénieur. Un phénomène sismique une conception correcte est en outre nécessaire dans afin d'obtenir une bonne résistance aux séismes sans engendrant des coûts supplémentaires importants.

Quelques soient les règlements et les textes, ils n'atteindront pleinement leur objectifs de réduction de dégâts en cas de séismes que si le contrôle de la conception des ouvrages, de la qualité et de la mise en œuvre de matériaux, par toutes les parties concernées par l'acte de bâtir, s'exécute dans le plus grand respect des spécifications techniques.

la réglementation parasismique a deux enjeux : Accroître le niveau de résistance des ouvrages neufs, Réduire la vulnérabilité des bâtiments existants face aux risques sismiques.

Pour la conception parasismique judicieuse, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique sans surcoût important.

Les principes énoncés sont donc principalement applicables aux nouveaux bâtiments. Il est cependant très clair qu'ils peuvent également être utilisés pour l'évaluation et amélioration possible des bâtiments existants.

## **Chapitre III :**

### **Aperçu sur les règlements**

**RPA 99/v2003 et EC 8 et comparatif**

### **III.1. Introduction :**

Les règlements RPA et EC8 constituent un ensemble de normes de conception très avancé (critères de classification, règles de calcul, justification de la sécurité, structure en béton armé, structures en acier, structures en maçonnerie porteuse chaînée, fondations et murs de soutènement). Parmi les objectifs visés de ces normes sont d'assurer la protection des vies humaines et de limiter les dommages que peut avoir la structure durant une secousse sismique.

### **III.2. Les versions du Règles parasismiques algériennes :**

La réglementation parasismique est le document technique "DTR BC 2-48" dit : "Regles Parasismiques Algeriennes RPA99" . La première version a été RPA81 qui fut suivie par le RPA81 version de 1983 après le séisme de Chlef du 10 Octobre 1980. La troisième version RPA88 a été suivie par la version RPA99. Les règles RPA99 tiennent compte des errements des séismes tels que le tremblement de terre de Oued Djer (Algérie) en octobre 1988 et celui d'Ain Témouchent en 22.12.1999. Ainsi elle introduit 4 sites de sol au lieu des 2 sites (sol meuble et sol ferme) du RPA88. Enfin le RPA99 version 2003, est en vigueur après le séisme du 21 Mai 2003.

### **III.3. Description de l'RPA99 version 2003 : [2]**

Nul n'ignore que les séismes sont destructeurs et leur prédiction très difficile, voire impossible. Par conséquent, la prévention du risque sismique consisterait, tout d'abord, à construire parasismique. A ce titre, il est utile de rappeler que les RPA visent un double objectif :

- ✓ Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des ouvrages sous l'effet d'un séisme majeur, rare, en limitant le choix des systèmes constructifs ainsi que la hauteur des ouvrages en fonction de l'importance de la sismicité de la zone d'implantation.

- ✓ Limiter les dommages dans les éléments secondaires fragiles dus à des déformations imposées par un séisme modéré, plus fréquent.

A l'issue d'une série de plus de trente réunions, le GTS a approuvé un document révisé de manière détaillée et comportant dix (10) chapitres et une (01) annexe.

Les principaux points ayant fait l'objet d'une révision se présentent comme suit :

### **Chapitre I : Généralités**

1. Définition des objectifs visés en matière de protection parasismique des constructions.
2. Domaine et conditions d'application des règles.

### **Chapitre II : Règles générales de conception**

Définition de plusieurs aspects essentiels relatifs à la conception parasismique, ayant un rôle primordial dans la vulnérabilité des constructions face aux actions sismiques :

- ✓ Choix de site et implantation des ouvrages.
- ✓ Investigations géotechniques et fondations.
- ✓ Superstructure, matériaux et procédés de construction.
- ✓ Méthodes de calcul et modélisation des structures

### **Chapitre III : Critères de classification**

Définition de plusieurs classifications nécessaires à :

- La définition de la situation sismique étudiée
- La modélisation et le choix de la méthode de calcul
- La détermination des paramètres de calcul des forces sismiques

1. **Zones sismiques** : peu de changements, réaffectation de certaines communes sur les différentes zones sismiques (0 à III).
2. **Importance des ouvrages** : groupe d'usage 1 (RPA-88) éclaté en deux sous-groupes (1A) et (1B).
3. **Sites** : identification de quatre (4) catégories de sites avec les formes de spectre de réponse associées.

4. **Systèmes de contreventement** : définition d'un plus grand nombre des systèmes de contreventement des constructions avec les conditions de mise en œuvre associées (limitations en hauteur,...).

5. **Régularité des ouvrages** : définition des critères de régularité en plan et en élévation pour le choix approprié du modèle et de la méthode de calcul à utiliser.

#### **Chapitre IV : Règles de calcul**

Définition des critères de choix de la méthode de calcul et description des deux

(2) méthodes retenues par le RPA :

- **Méthode statique équivalente** : seuls les coefficients D et R (coefficient de comportement) ont été modifiés, et introduction d'une nouvelle formule empirique pour l'estimation de la période d'un ouvrage.

- **Méthode dynamique modale spectrale** : introduite comme méthode de calcul à adopter dans tous les cas, en particulier dans les situations où la première méthode ne s'applique pas.

#### **Chapitre V : Justification de la sécurité**

Définition d'une série de critères à satisfaire par les constructions qui relèvent du domaine d'application du RPA pour être réputées parasismiques :

- ✓ Résistance des éléments et de leurs liaisons ;
- ✓ Ductilité des sections et des éléments ;
- ✓ Equilibre et stabilité d'ensemble (effet P- $\Delta$ ) ;
- ✓ Résistance des planchers ;
- ✓ Stabilité des fondations ;
- ✓ Résistance, stabilité des éléments secondaires et des éléments non structuraux ;
- ✓ Largeur des joints et déformations relatives d'étage.

#### **Chapitre VI : Prescriptions complémentaires et éléments non structuraux**

Peu de modifications ont été apportées par rapport au RPA88 ( Importance de l'application de ces prescriptions dans le cas des ouvrages des groupes 1A et 1B ).

---

## **Chapitre VII : Structure en béton armé**

Nouvelle rédaction plus complète visant à lever les ambiguïtés d'interprétation relevées des anciennes versions et introduction de nouvelles prescriptions à même de renforcer la ductilité et /ou la sécurité .Introduction de la référence au CBA 93.

## **Chapitre VIII : Structures en acier**

- Nouveau chapitre comblant une lacune relevée dans les anciennes versions des RPA.
- Référence au nouveau DTR CCM-97 (approche aux états limites)

## **Chapitre IX : Structures en maçonnerie porteuse chaînée**

- Nouvelle rédaction (sous forme de chapitre ) développant l'ancienne annexe du RPA-88 et visant à promouvoir l'utilisation en zone sismique de ce système constructif des plus intéressants pour l'Algérie

## **Chapitre X : Fondations et murs de soutènement**

- Nouveau chapitre portant sur un certain nombre de points tels que :
  - ✓ Liquéfaction des sols
  - ✓ Stabilité des pentes
  - ✓ Murs de soutènement et murs périphériques en sous-sol
  - ✓ Fondations superficielles et profondes

## **Annexe 1. : Répartition des communes sur les différentes zones sismiques identifiées**

Comme suite à ce travail de révision ayant débouché sur la version « RPA 99 » , il a été décidé d'élaborer deux documents d'accompagnement intitulés :

- Document « Commentaires du RPA-99 » regroupant les commentaires, remarques, développements, schémas et une synthèse des avis développés lors des travaux du GTS, pour une meilleure interprétation des dispositions réglementaires.
- Document « Exemples du RPA-99 » regroupant un certain nombre d'exemples de calculs détaillés de structures avec le RPA-99.entifiées



### III.3.1. Classification des sites :

Le RPA99/v2003 classe les sols en quatre (4) catégories sur la base de la valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement  $V_s$  si elle est disponible ou la valeur de résultats d'essais [pénétrömètre statique( $q_c$ ), SPT ( $N$ ), pressiomètre( $P_l, E_p$ ), Résistance en compression simple( $q_u$ )] peuvent être utilisées pour classer un site selon le tableau III.1.

$$V_s = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{V_{si}}\right)} \quad (\text{III. 1})$$

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

**Tableau III.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	$\geq 800$
S2	Ferme	>15	>50	>2	>20	>0.4	$\geq 400 < 800$
S3	Meuble	1.5~15	10~50	1 ~ 2	5 ~ 20	0.1 ~0.4	$\geq 200 < 400$
S4	Très Meuble ou Présence de 3m au moins d'argile molle	<1.5	<10	<1	<5	< 0.1	$\geq 100 < 200$

### III.3.2. Facteur d'amplification dynamique :

Le facteur d'amplification dynamique est en fonction du site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  et de la période (T) fondamentale de la structure.

Est exprimé par la relation suivante :

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

Avec :  $\eta$ : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7 \quad (III.3)$$

Où  $\varepsilon$ : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages,

Quant  $\varepsilon = 5\%$  on a  $\eta = 1$

**Tableau III. 2.** Valeur de  $\varepsilon$  (%)

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

$T$ : Période fondamentale de la structure, peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (III.4)$$

$h_N$ : Hauteur totale de bâtiment

$C_T$ : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau suivant :

**Tableau .III.3 :** valeur du coefficient  $C_T$

Cas n°	Système de contreventement	$C_T$
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0,05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0,05

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

$$T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \quad (\text{III. 5})$$

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

$T_1, T_2$  : Période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau.

**Tableau III.4** : valeur de période caractéristique

Site	$S_1$	$S_2$	$S_3$	$S_4$
$T_1$	0,15	0,15	0,15	0,15
$T_2$	0,3	0,4	0,5	0,7

### III.3.3. Classification des zones :

Il est défini quatre zones sismiques classées comme suit :

**Tableau III.5** : la classification des zones sismiques RPA99/V2003

<b>RPA 99/ v 2003</b>	
Zone 0	sismicité négligeable
Zone I	sismicité faible
Zone II	sismicité moyenne
Zone III	sismicité élevée

### III.3.4. Classifications des ouvrages :

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Cette classification qui vise à protéger les personnes, puis les biens économiques et culturels de la communauté. Le coefficient d'accélération de

zone A, suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment, est .

**Tableau III.6 :** Classifications des ouvrages, coefficient d'accélération de zone A

RPA 99/ v 2003				
Groupe	I	II	III	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.12	0.25	0.35	Ouvrages d'importance vitale : Sécurité-Hôpitaux
1B	0.10	0.20	0.30	Ouvrages de grande importance : Scolaire et Culte
1	0.08	0.15	0.25	Ouvrages courants : Habitations- Bureaux
2	0.05	0.10	0.15	Ouvrages de faible importance : hangars

### III.3.5. La résistance mécanique du béton :

#### ✓ résistance de béton à la compression :

D'après BAEL 91 le béton mise en œuvre doit avoir une résistance  $f_{c28}$  au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

$$\text{Si } f_{c28} < 40 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4.76 \cdot 0.83j} \quad (\text{III.6})$$

$$\text{Si } 40 \text{ MPa} < f_{c28} < 60 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1.4 \cdot 0.95j} \quad (\text{III.7})$$

Avec :

$f_{c28}$  : Si La résistance caractéristique du béton à la compression après 28 jours ou plus  $f_{cj}$  : Si la résistance à la compression à " j " jours

#### ✓ Résistance du béton à la traction :

Elle est désignée par  $f_{tj}$  (résistance à la traction à " j " jours). Elle est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par

la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \quad (\text{III.8})$$

#### ✓ Déformation longitudinale du béton :

On distingue :

- Le module de déformation instantanée (durée d'application des charges < 24 heures) :

$$E_{\text{instantanée}} = 11000 \times f_{c28}^{1/3} \quad (\text{III.9})$$

- le module de déformation différée (longue durée d'application)

$$E_{\text{différée}} = 3700 \times f_{c28}^{1/3} \quad (\text{III.10})$$

#### III.3.6. Classe de ductilité des structures :

La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées.

Le développement des rotules plastiques devrait se faire, en dehors des nœuds, de préférence dans les éléments horizontaux (poutres, linteaux) plutôt que verticaux (poteaux, voile...) de façon à ne remettre en cause ni le cheminement des forces verticales, ni la stabilité de la structure et/ou de ses éléments porteurs. Quant aux éléments porteurs qui ne participent pas au contreventement ils doivent pouvoir conserver leur capacité portante sous l'effet des déformations imposées.

#### III.3.7. Coefficients de comportement :

Le RPA99/v2003 donne pour chaque système de contreventement un coefficient de comportement global de la structure. La valeur du coefficient est donnée suivant le système de contreventement.

En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions, il y a lieu d'adopter pour le coefficient R la valeur la plus petite.

**Tableau III.7** : valeurs du coefficient de comportement R

	<b>Béton armé</b>	Valeur de R
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages 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</b>		
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
<b>Maçonnerie</b>		
12	Maçonnerie porteuse chaînée	2,5
<b>Autres systèmes</b>		
13	Ossature métallique contreventée par diaphragme	2
14	Ossature métallique contreventée par noyau en béton armé	3
15	Ossature métallique contreventée par voiles en béton armé	3,5
16	Ossature métallique avec contreventement mixte	4
17	noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades	2

### III.3.8. Spectre de réponse élastique :

Le spectre de réponse élastique, une des approches communément utilisée par les ingénieurs, consiste à représenter ces mouvements sismiques. L'intérêt principal du spectre de réponse vient de ce qu'en première approximation, un bâtiment ou un ouvrage peut être assimilé à un oscillateur simple. Le spectre de réponse élastique définie dans le RPA99V2003 est une courbe de réponse maximale d'accélération ( $S_a/g$ ) pour un période propre  $T$  :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0S \\ 2.5\eta(1.25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3.0S \end{cases} \quad (\text{III.11})$$

$A$  : coefficient d'accélération de zone (tableau 3.6).

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement (si l'amortissement est différent de 5%) :

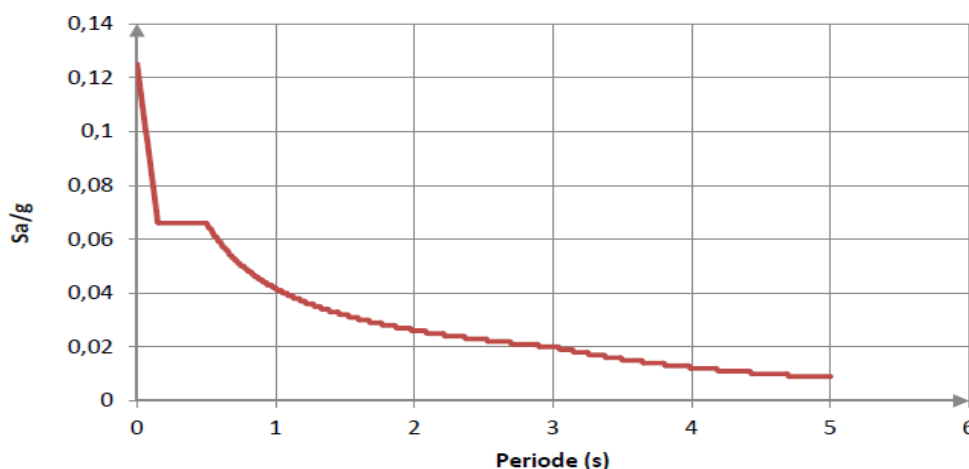
$$\eta = \sqrt{\frac{7}{0,7(2 + \xi)}} ; \geq \quad (\text{III.12})$$

$\xi$  : pourcentage d'amortissement critique (tableau III.2).

$R$  : Coefficient de comportement (tableau III.7).

$T_1, T_2$  : Période caractéristique associées à la catégorie de site (tableau 3.4).

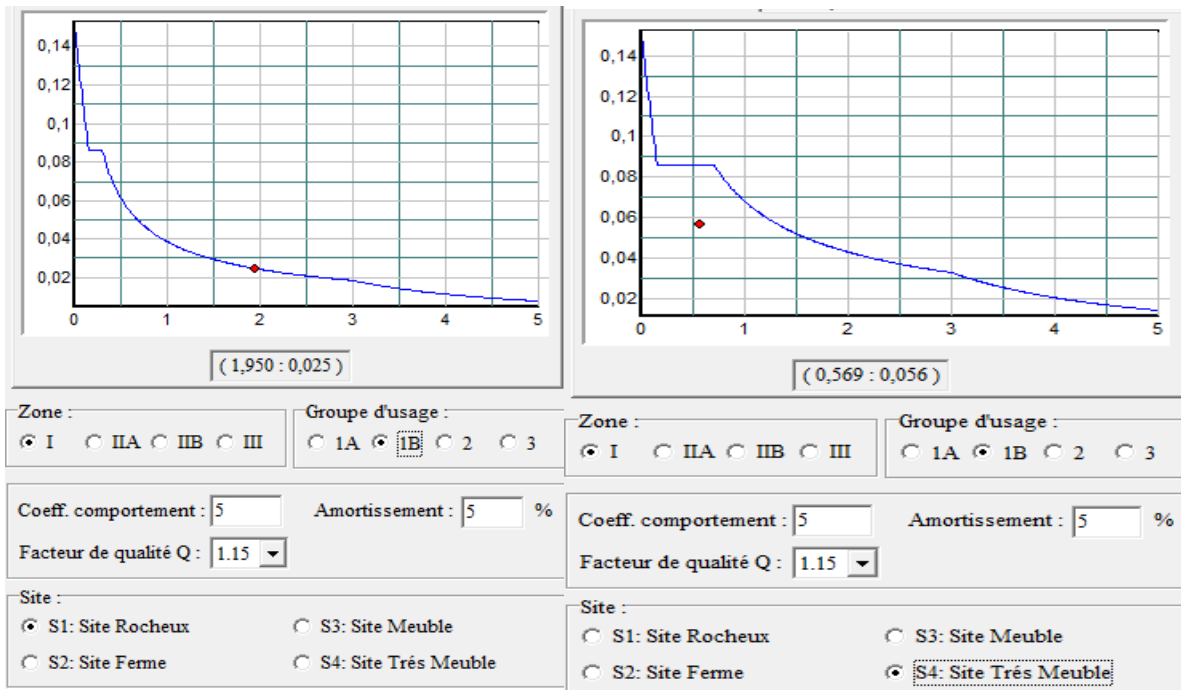
$Q$  : Facteur de qualité.



**Figure III.1** : Diagramme de spectre de réponse de RPA

➤ **Influence de variation de site sur le Spectre de réponse :**

Pour mieux connaître l'influence de la variation de site sur spectre de réponse on a décidé de faire un essai en utilisant une logicielle de calcul du spectre de réponse élastique (RPA 99). Après l'intégration des paramètres principale, on trouve les résultats montrés sur les deux figures suivantes :



**Figure III 2.** Influence de variation de site sur le Spectre de réponse.

On remarque que la seule différence entre les deux courbes se trouve dans l'intervalle de palier constante.

**III.3.9. Méthodes de calcul de la force sismique :**

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

**Tableau III .8 :** méthodes de calcul de la force sismique

	Méthodes	Conditions d'application de la méthode
RPA 99/v2003	la méthode statique équivalente	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation</li> <li>- Une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III</li> <li>-Selon le groupe d'usage</li> </ul>



	la méthode d'analyse modale spectrale	-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	-il 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.

### III.3.10. Combinaison séismiques :

Les ondes sisme sont généralement située sur le plan horizontal XY.

Pour notre règlement parasismique algérien RPA V 2003 on' a 3 combinaison de l'action sismique (Poteaux poutre, Poteaux, poutre). Si on prend en considération les deux directions (XY), on trouve 6 ( six ) combinaisons.

- ✓ Poteaux poutre  $XXE_x+0.8G+Q$  , Poteaux poutre  $Y E_y+0.8G+Q$
- ✓ Poteaux X  $1,2E_x+G+Q$  , Poteaux Y  $1,2E_y+G+Q$
- ✓ poutre X  $E_x+G+Q$  , poutre Y  $E_y+G+Q$

### III.3.11. Méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base :

Les forces sismiques seront déterminées en fonction de la catégorie du bâtiment, les périodes propres de ces modes fondamentaux, les facteurs de comportement et de qualité et du poids propre total de la structure.

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{III.13})$$

- Avec :
- $V$  : Effort tranchant sismique à la base
  - $A$  : Coefficient d'accélération
  - $D$  : Coefficient d'amplification dynamique
  - $R$  : Coefficient de comportement
  - $W$  : Poids total de la structure est égal à la somme des poids  $W_i$ , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i} \quad (\text{III.14})$$

$W_{G_i}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements

fixes éventuels, solidaires de la structure.

$W_{Q_i}$  : Charges d'exploitation

$\beta$  : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

**Tableau III.9** : valeurs du coefficient de pondération  $\beta$

	Type d'ouvrage	$\beta$
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	-Bâtiments recevant du public temporairement	0.30
	-Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. -salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assis	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

Q : facteur de qualité :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^5 P_q \quad (\text{III.15})$$

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

**Tableau III.10** : valeurs des pénalité  $P_q$

Critère 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	0,10

### III.4. Les règles parasismiques européenne Eurocode 8 : [3]

#### III.4.1. Introduction :

L'Eurocode 8 s'appuie directement sur la recherche européenne en génie parasismique, cette règle constitue un ensemble de normes de conception (caractéristiques de sol, action sismique, caractéristiques des bâtiments résistant aux séismes, calcul de la structure, vérifications de sécurité, règles particulières aux bâtiments en béton et en bois, en maçonnerie...etc.).

Il vise à ce que les bâtiments et d'ouvrages de génie civil en zone sismique ne mettent pas en danger les vies humaines, limitent les dommages matériels, et à ce que les structures importantes pour la protection civile restent opérationnelles.

#### III.4.2. Résistances mécaniques du béton

##### III.4.2.1. Résistance à la compression :

Résistance de calcul en compression :  $F_{cd} = \frac{\alpha_{cc} F_{ck}}{\gamma_c} (\gamma_c = 1.5)$

$$(III.16) \text{ Avec : } \alpha_{cc} = \begin{cases} 1 \text{ pour le béton armé} \\ 0,8 \text{ pour le béton non armé} \end{cases}$$

$$F_{ck} = \begin{cases} F_{cm} - 8 & \text{pour } 3 < t < 28 \text{ jours} \\ F_{ck} & \text{pour } t \geq 28 \text{ jours} \end{cases} \text{ en MPa}$$

Et  $F_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) F_{cm}$  où  $\beta_{cc} = \exp \left[ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^2 \right] \right]^{\frac{1}{2}}$  (t en jour)

Où s'est un coefficient qui prend les valeurs :

- ✓ 0,20 pour les ciments CEM 42,5 R, CEM 52,5 N, CEM 52,5R ;
- ✓ 0,25 pour les ciments CEM 32,5 R, CEM 42,5 N ;
- ✓ 0,38 pour les ciments CEM 32,5 N.

$F_{cm}$  : Résistance moyenne en compression à 28 j

##### III.4.2.2. Résistance à la traction :

Pour le calcul de la Résistance du béton à la traction en appliquant la formule suivante ( $f_{ck} < 50$  MPa) :

$$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3} \quad (III.17)$$

### III.4.2.3. Module de déformation longitudinale du béton :

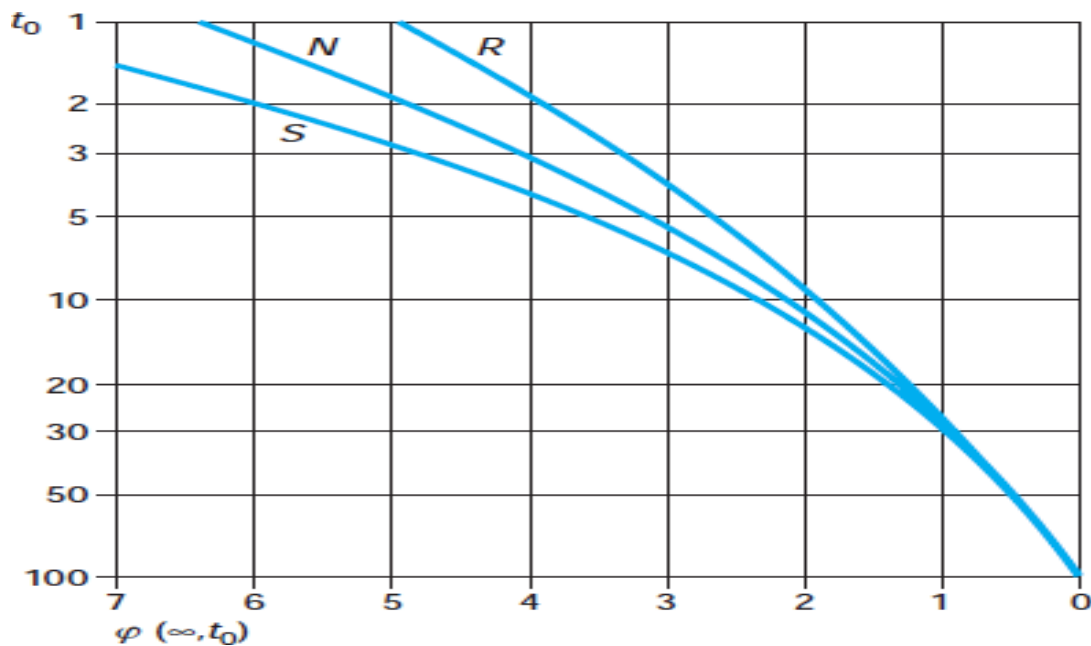
- Pour le calcul sous charges de courte durée (< 24h) on a :

$$E_{\text{instantanée}} = E_{CM} = 22 [f_{ck}/10]^{0.3} \quad (\text{III.18})$$

- Pour le calcul sous charges de longue durée pour lesquelles l'effet du retrait (diminution de volume d'une pièce due à l'évaporation de l'eau restée libre dans le béton.) et du fluage (déformation croissante dans le temps sous une charge constante de longue durée.) on a :

$$E_{\text{différé}} = E_{CM} / (1 + \varphi(\infty, t_0))$$

$\varphi(\infty, t_0)$  : Valeur finale du coefficient de fluage



**Figure III.3** : coefficient de fluage

Avec :

$t_0$  : le temps en jours

Classe R : CEM 42,5 R, CEM 52,5 N et CEM 52,5 R  
Classe N : CEM 32,5 R, CEM 42,5 N

Classe S : CEM 32,5 N

### III.4.3. Classification des sites :

L'Eurocode 8 classe les sols en cinq (5) catégories sur la base de la valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement  $V_s$ , si elle est disponible. Dans le cas contraire, il convient d'utiliser la valeur des NSPT.

**Tableau III.11:** La classification des sites selon l'EC8

Eurocode 8				
Catégorie		site	Paramètres	
			$V_s$ , 30 (m/s)	NSPT (coups/30 cm)
A	a	site rocheux	> 800	
	b	site ferme	400 3 800	> 50
B	c	site profond de sable moyennement dense et gravier ou d'argile moyennement raide.	200 3 350	15 3 50
C	d	site de sol sans cohésion de densité faible à moyenne.	< 200	< 15
	e	site de sol avec une couche superficielle d'alluvions repose sur un matériau plus raide.	< 200	
S1		site composé ou contenant une couche argileuse de plus de 10 m d'épaisseur	< 100(valeur indicative)	
S2		site de sol liquéfiable d'argiles sensibles ou autre sol non compris précédemment.		

Pour les sites dont les conditions de sol correspondent à l'une des deux classes spéciales *S1* ou *S2*, des études particulières sont nécessaires pour la définition de l'action sismique. Pour ces classes, et notamment pour *S2*, la possibilité de défaillance du sol sous une action sismique doit être prise en compte.

**Tableau III .12** : coefficient d'accélération de sol

la zone de sismicité	Niveau d'aléa	$a_g$ (m/s <sup>2</sup> )
Zone 0	sismicité Très faible	0,4
Zone IA	sismicité Faible	0,7
Zone IB	sismicité Modéré	1,1
Zone II	sismicité Moyen	1,6
Zone III	sismicité Fort	3

#### III.4.4. Spectre de réponse élastique :

Le mouvement dû au séisme à un certain point de la surface du sol, est représenté en général par un spectre de réponse élastique en accélération, dénommé par la suite «spectre de réponse élastique, d'après L'Eurocode8 les valeurs des paramètres  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$  qui définissent les spectres horizontaux, verticaux et décrivent la forme du spectre de réponse élastique qui dépend de la classe de sol.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) &\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \\
 T_D \leq T : S_d(T) &\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}
 \end{aligned} \tag{ III.19}$$

Avec :

$S_e(T)$  : ordonnée du spectre de réponse élastique,

$T$  : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté ;

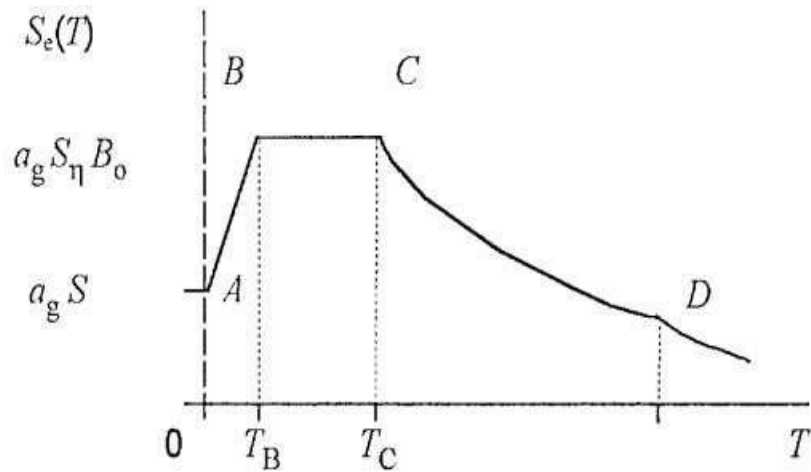
$a_g$  : Accélération de calcul au niveau du sol pour la période de retour de référence ;  $\beta$  : Est le coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul horizontal .

$T_B$ ,  $T_C$  : limites du palier de l'accélération spectrale ;

$T_D$  : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant ;

$S$  : paramètre du sol,

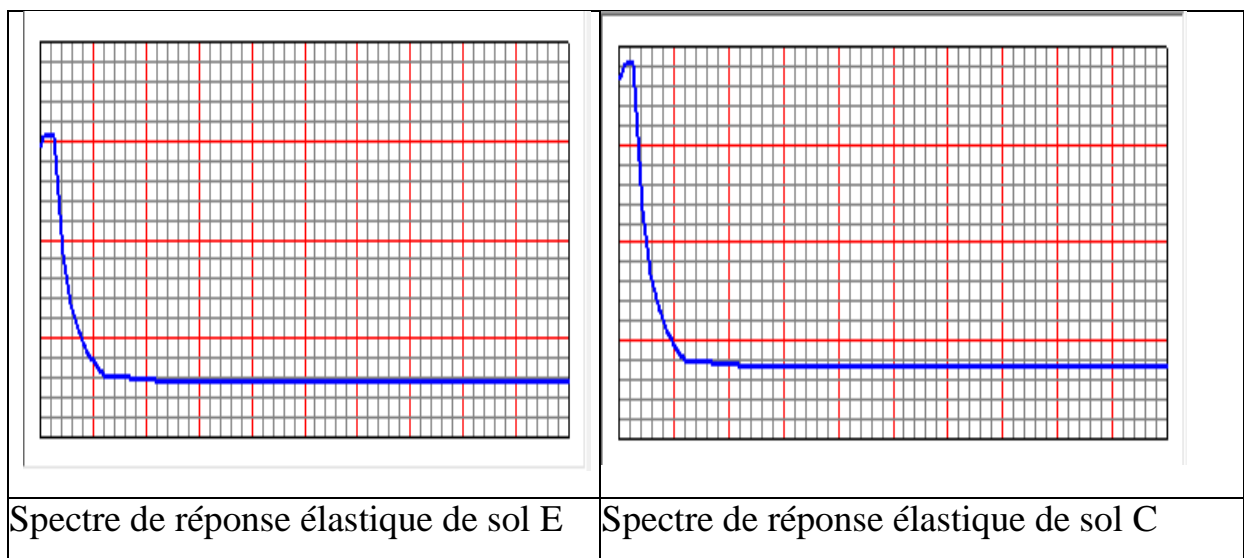
$\eta$  : Coefficient de correction de l'amortissement avec la valeur de référence  $\eta = 1$  pour 5 % d'amortissement visqueux



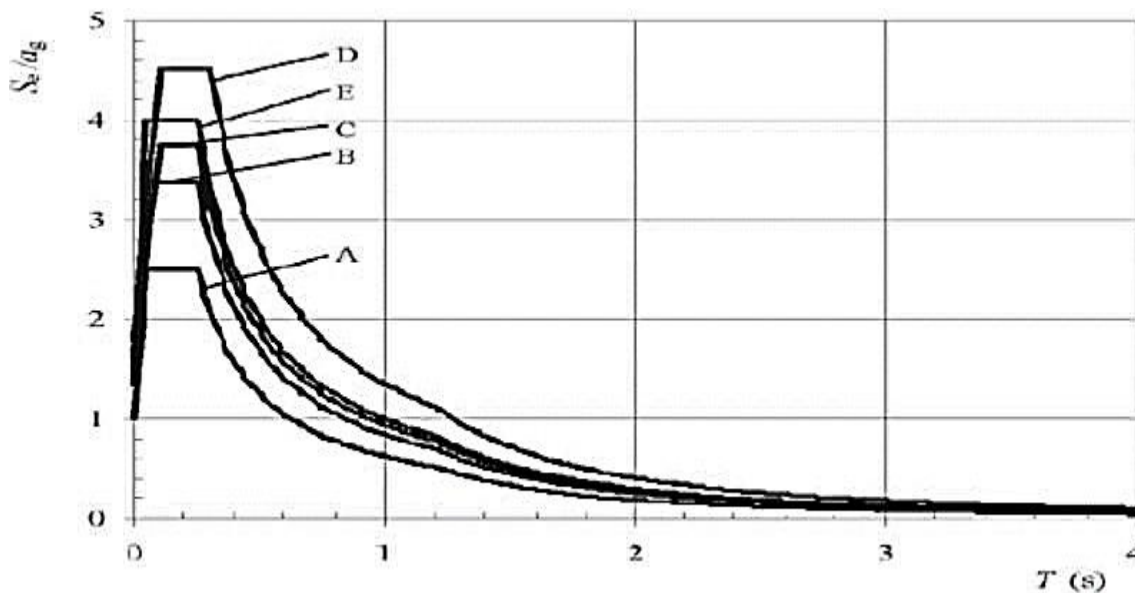
**Figure III.4** diagramme Spectre de réponse élastique

✓ **Influence de variation de site sur le Spectre de réponse :**

Pour mieux connaître l'influence de la variation du site sur le spectre de réponse, on a décidé de faire un essai en utilisant le logiciel de calcul SAP 2000). Après intégration des paramètres principaux, on trouve les résultats, montrés dans les deux figures suivantes :



**Figure III.5.** Spectre de réponse élastique pour deux types des classes des sols (E et C) Si on a varié le site en remarque un retrait verticalement de la courbe de spectre.



**Figure III.6.** Spectre de réponse élastique de type 2 pour différents type des sols A à E ( à 5 % d'amortissement)

#### III.4.5. Classification des zones :

Le zonage réglementaire définit cinq zones de sismicité croissante basées sur un découpage communal.

**Tableau III.13 :** la classification des zones sismiques Eurocode8

Eurocode8	
Zone 0	sismicité Très faible
Zone IA	sismicité Faible
Zone IB	sismicité Modérée
Zone II	sismicité Moyenne
Zone III	sismicité Forte

#### III.4.6. Classifications des ouvrages :

Les bâtiments sont classés, en général, en 4 catégories d'importance qui dépendent de la dimension du bâtiment, de sa valeur et de son importance pour la sécurité publique, et de la possibilité de pertes de vies humaines en cas d'effondrement.

Les catégories d'importance sont caractérisées par différents coefficients d'importance.



**Tableau III.14** : coefficient d'importance( $\gamma_I$ )

Eurocode8		
Catégorie d'importance	Bâtiments	Coefficient d'importance
1	Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par exemple, hôpitaux, casernes de pompiers, centrales électriques, etc.	0,8
2	Bâtiments dont la résistance au séisme est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple : écoles, salles de réunion, institutions culturelles etc.	1
3	Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres Catégories	1,2
4	Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes par exemple : le bâtiment	1,4

### III.4.7. Classe de ductilité des structures :

La conception des bâtiments en béton résistants aux séismes doit assurer à la structure une capacité de dissipation d'énergie suffisante, sans réduction sensible de sa résistance globale, donc il faut assurer la ductilité globale considérée dans les calculs.

La ductilité globale est assurée si la demande en ductilité se répartit sur un grand nombre d'éléments et en plusieurs endroits par élément. On distingue pour les structures en béton trois classes de ductilité, à savoir : DC «L» (ductilité limitée), DC «M» (ductilité moyenne) et DC «H» (haute ductilité).

### III.4.8. Coefficients de comportement :

Le coefficient de comportement ( $q$ ) dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité est déduit de la formule ci-après :

$$q = q_0 k_w K_R K_D K_{\eta} \geq 1.5 \quad (\text{III.20})$$

Avec :

$q_0$  : Valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de structure.

$k_D$  : Coefficient dépendant de la classe de ductilité.

$K_R$  : Coefficient dépendant de la régularité en élévation de la structure.

$K_W$  : Coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes à murs.

$K_{\eta}$  : Coefficient reflétant la densité de cloisonnement et autres éléments secondaires participant à la dissipation d'énergie.

**Tableau III.15** : Valeurs de base  $q_0$  du coefficient de comportement

Type de structure		$q_0$
Système à portiques		5.0
Système à contreventement Mixte	équivalent à une ossature	5.0
	équivalent à un système à murs couplés	5.0
	équivalent à un système à murs non couplés	4.5
Système à murs	avec murs couplés	5.0
	avec murs non couplés	4.0
Système à noyau		3.5
Système en pendule inversé		2.0

### III.4.9. Méthodes de calcul de la force sismique :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant 5 méthodes :

**Tableau III.16** : méthodes de calcul de la force sismique

	Méthodes de calcul de la force sismique
<b>Eurocode 8</b>	Analyse modale simplifiée utilisant le spectre de réponse
	analyse multimodale utilisant le spectre de réponse
	analyse utilisant un spectre de puissance
	analyse temporelle (non linéaire)
	analyse dans le domaine des fréquences

### III.4.10. Combinaisons sismiques :

Pour le règlement parasismique européennes on' a 2 combinaison de l'action sismique avec l'intégration de deux direction (x y) dans chacune des deux :

- 1)  $0,3E_{dx} + E_{dy}$
- 2)  $E_{dx} + 0,3E_{dy}$

Edy Avec :

$E_{dx}$  : effets de l'action dus à l'application de l'action sismique le long de l'axe horizontal x choisi pour la structure ;

$E_{dy}$  : effets de l'action dus à l'application de la même action sismique, le long de l'axe horizontal orthogonal y de la structure.

### III.4.11. Méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base :

L'effort tranchant sismique à la base ( $F_b$ ), dans chaque direction principale, est déterminé comme suit :

$$F_b = \lambda S_d(T_1).m \quad (\text{III.21})$$

Avec :

$S_d(T_1)$  : est l'ordonnée du spectre de calcul pour la période  $T_1$ .

$T_1$  : Période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée :

$$T_1 \leq \begin{cases} 4T_c \\ 2.0 \text{ s} \end{cases}$$

$m$  : la masse total du bâtiment au-dessus des fondation ou du sommet d'un soubassement rigide.

$\lambda$  : coefficient correctif dont la valeur est égale à  $\lambda = 0.085$  si  $T_1 \leq 2T_c$  et si le bâtiment a plus de deux étage  $\lambda = 1$ .

### III.5. Comparaison des normes Eurocode EC8 et les Règles Parasismiques

Algériennes RPA99/v2003 : [4], [5]

#### III.5.1. Classification des sites :

Les recommandations de EC 8 classent les sols sur la base de la valeur moyenne de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement  $V_s$  si elle disponible ou la valeur de nombre de coups par essai de pénétration normalisé  $NSPT$  Sur la base de l'une de ces valeurs, Eurocode8 classes les sols en sept (7) catégories. Cependant, RPA99/v2003 classes les sols en quatre (4) sur la base de la valeur  $V_s$  si elle disponible ou la valeur de résultats d'essais [pénétromètre statique( $q_c$ ), SPT ( $N$ ), pressiomètre ( $P_l, E_p$ ), Résistance en compression simple( $q_u$ )].

#### III.5.2. Spectre de réponse élastique :

D'après L'Eurocode8, les valeurs des paramètres **S**, **TB**, **TC** et **TD** qui définissent les spectres horizontaux, verticaux et décrivent la forme du spectre de réponse élastique qui dépend de la classe de sol. 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**.

#### III.5.3. Classification des zones :

**Tableau III.17:** Comparaison entre la classification des zones sismiques entre Eurocode8 et RPA99/V2003

Eurocode8		RPA 99/ v 2003	
Zone 0	sismicité Très faible	Zone 0	sismicité négligeable
Zone IA	sismicité Faible	Zone I	sismicité faible
Zone IB	sismicité Modéré	Zone II (II a, IIb)	sismicité moyenne
Zone II	sismicité Moyen	Zone III	sismicité élevée
Zone III	sismicité Fort		

D'après L'Eurocode8, ce paramètre est intégré dans le calcul des spectres. Cependant, 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.

### III.5.4. Classifications des ouvrages :

L'Eurocode8 et le RPA 99/v2003 classent les ouvrages selon leurs importances en 4 catégories. La différence entre les deux codes réside dans la prise en compte de ce paramètre dans le calcul de la force sismique à la base. L'EC8, considère ce paramètre par le coefficient d'importance. Cependant, RPA99/v2003, considère ce paramètre en combinaison avec la classification des zones dans un seul coefficient qui est le coefficient d'accélération des zones.

### III.5.5. Classe de ductilité des structures :

<b>RPA 99/ v 2003</b>	La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées. (ne donne pas de classe directe pour la ductilité)
<b>Eurocode8</b>	divise la ductilité des structures en trois classes DCL (Classe de Ductilité Limitée), CDM (Classe de Ductilité Moyenne) et HCD (Haute Classe de Ductilité).

### III.5.6. Coefficients de comportement :

Ce coefficient dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité des structures. Dans l'EC 8 est déterminé par une formule par contre le RPA99/V2003 est donné une valeur selon le type de contreventement.

### III.5.7. les règles de conception et calcul sismique :

Les deux codes (EC8) et (RPA99/v2003) adoptent les mêmes principes de conception des bâtiments dans les zones sismiques, à savoir : la simplicité, l'uniformité, la symétrie, la résistance et la rigidité dans les deux directions ainsi que les fondations appropriées.

### III.5.8. analyse de la structure et calcul des efforts sismiques :

#### III.5.8.1. Méthodes de calcul de la force sismique :

Pour le calcul de la force sismique, l'Eurocode 8 utilise cinq méthodes (l'analyse modale simplifiée utilisant le spectre de réponse, l'analyse multimodales utilisant le spectre de réponse, l'analyse utilisant un spectre de puissance, l'analyse temporelle (non linéaire) , l'analyse dans le domaine des fréquences), or RPA99/V2003 utilise trois méthode (statique équivalente la méthode d'analyse modale spectrale , la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes ).

#### III.5.8.2. Méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base :

Les méthodes de calcul pour RPA99/v2003 et l'Eurocode8 sont représentées dans le tableau ci-dessous :

**Tableau III.18** : Comparaison entre méthodes de calcul de l'effort tranchant à la base entre Eurocode8 et RPA99/V2003

l'Eurocode8	RPA99/v2003
$F_b = S_d(T_1).m$	$V = \frac{A.D.Q}{R}.W$

#### III.5.8.3. Les paramètres des combinaisons d'action :

$G + Q \pm 1.2xE$   
 {  $G + Q \pm E$   
 $0.8xG \pm E$

Pour le RPA99V2003 on a trois combinaisons chacune selon deux direction (X, Y)

$Edx + 0,30. Edy$   
 {  $0,30. Edx + Edy$

Pour le EC8 on a deux combinaisons et dans chaque combinaisons on trouve les composantes des deux direction (X, Y)

#### III.5.8.4. Influence de variation de site sur le spectre de réponse :

Le changement de site provoque une variation de graphe du spectre de réponse pour le deux codes. Pour RPA 99V2003 on remarque une variation dans l'intervalle de palier constante (Figure III .2) par contre, pour EC8 en remarque un retrait verticalement de la courbe de spectre (Figure III.5).

### III.6. Conclusions :

Les règlements RPA et EC8 constituent un ensemble de normes de conception très avancé (critères de classification, règles de calcul, justification de la sécurité, structure en béton armé, structures en acier, structures en maçonnerie porteuse chaînée, fondations et murs de soutènement).

L'Eurocode8 classe les sols en sept (7) catégories. Cependant, RPA99/v2003 classe les sols en quatre (4).

D'après L'Eurocode8, les valeurs des paramètres S, TB, TC et TD qui définissent les spectres horizontaux, verticaux et décrivent la forme du spectre de réponse élastique dépend de la classe de sol. 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.

D'après l'Eurocode8, le paramètre de classification des zones sismiques est intégré dans le calcul des spectres. Cependant, 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.

Ce coefficient dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité des structures. Dans l'EC 8 est déterminé par une formule par contre le RPA99/V2003 est donné une valeur selon le type de contreventement.

Pour le calcul de la force sismique, l'Eurocode 8 utilise cinq méthodes or RPA99/V2003 utilise trois méthode (statique équivalente la méthode d'analyse modale spectrale , la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes ).

Pour le RPA99V2003 on a trois combinaisons chacune selon deux direction (X, Y). Pour le EC8 on a deux combinaisons et dans chaque combinaisons on trouve les composantes des deux direction (X, Y).

**Chapitre IV :**  
**Application à l'étude d'un cas de**  
**bâtiment en béton armé R+5**



## IV.1. Introduction

Dans ce chapitre nous essayons de comprendre et contribuer à l'amélioration des règles parasismiques algériennes à travers l'étude parasismique d'un bâtiment à usages d'habitation en R+5 selon les règles parasismiques Algériennes RPA 99/2003 et Européennes EC8 et faire une comparaison entre les recommandations et prescriptions des deux règlements et confronter les résultats obtenus.

L'étude comparative est réalisée à l'aide du logiciel de modélisation Autodesk Robot Structural Analyses afin de montrer qualitativement et quantitativement les différentes approches de divergences des deux règlements.

## IV.2. Présentation de l'ouvrage :

Le cas étudié est un bâtiment à usage d'habitation R+5 en béton armé. Le bâtiment est situé à la ville de Constantine. Il s'agit d'une zone de moyenne sismicité (zone II a) selon le RPA99 version 2003. Selon l'importance, l'ouvrage est classé dans le groupe 2 ( Ouvrage courant ou d'importance moyenne ). Le bâtiment est implanté dans un site meuble S3.

## IV.3. Description de l'ouvrage :

Ce bâtiment est composé de :

- ✓ Un rez de chaussée (RDC) à usage d'habitations.
- ✓ Du 1er au 5ieme étage à usage d'habitations.
- ✓ Une terrasse inaccessible.

### IV.2.1. Caractéristiques géométriques

Cette étude se fera en considérant les paramètres suivants :

**Tableau IV-1- Caractéristiques géométriques**

<b>Longueur totale</b>	26.00 m
<b>Largeur totale</b>	20.40 m
<b>Hauteur de RDC</b>	3.15 m
<b>Hauteur étage courant</b>	3.15 m

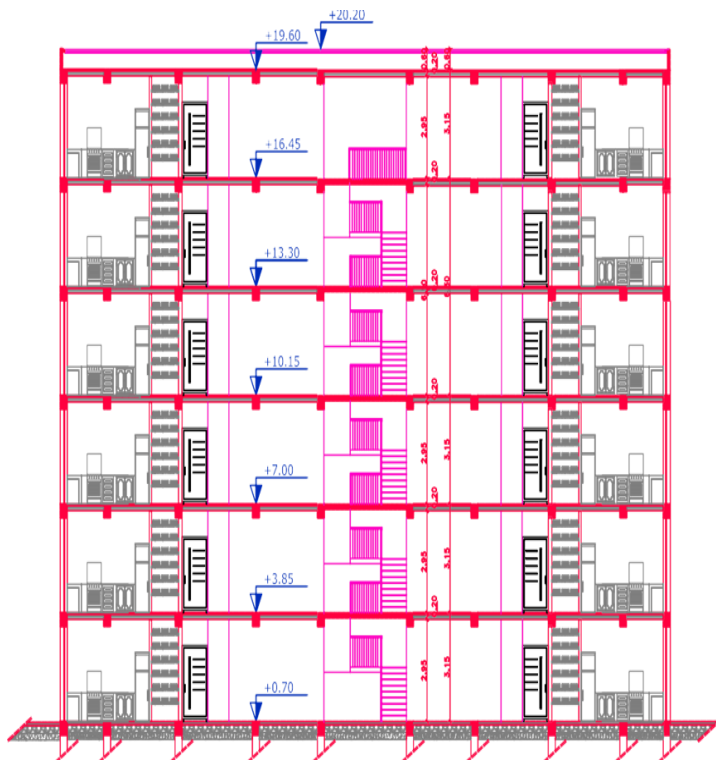
<b>Hauteur totale avec acrotère</b>	19.50 m
-------------------------------------	---------



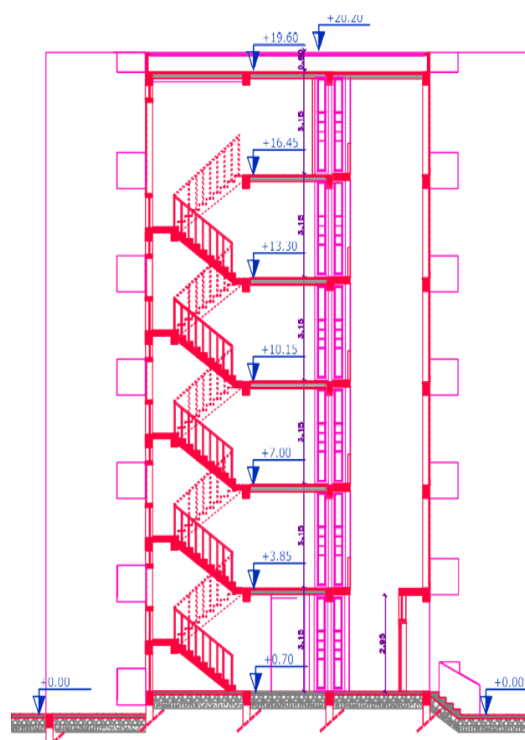
**Figure IV.1 . Façade Principale**



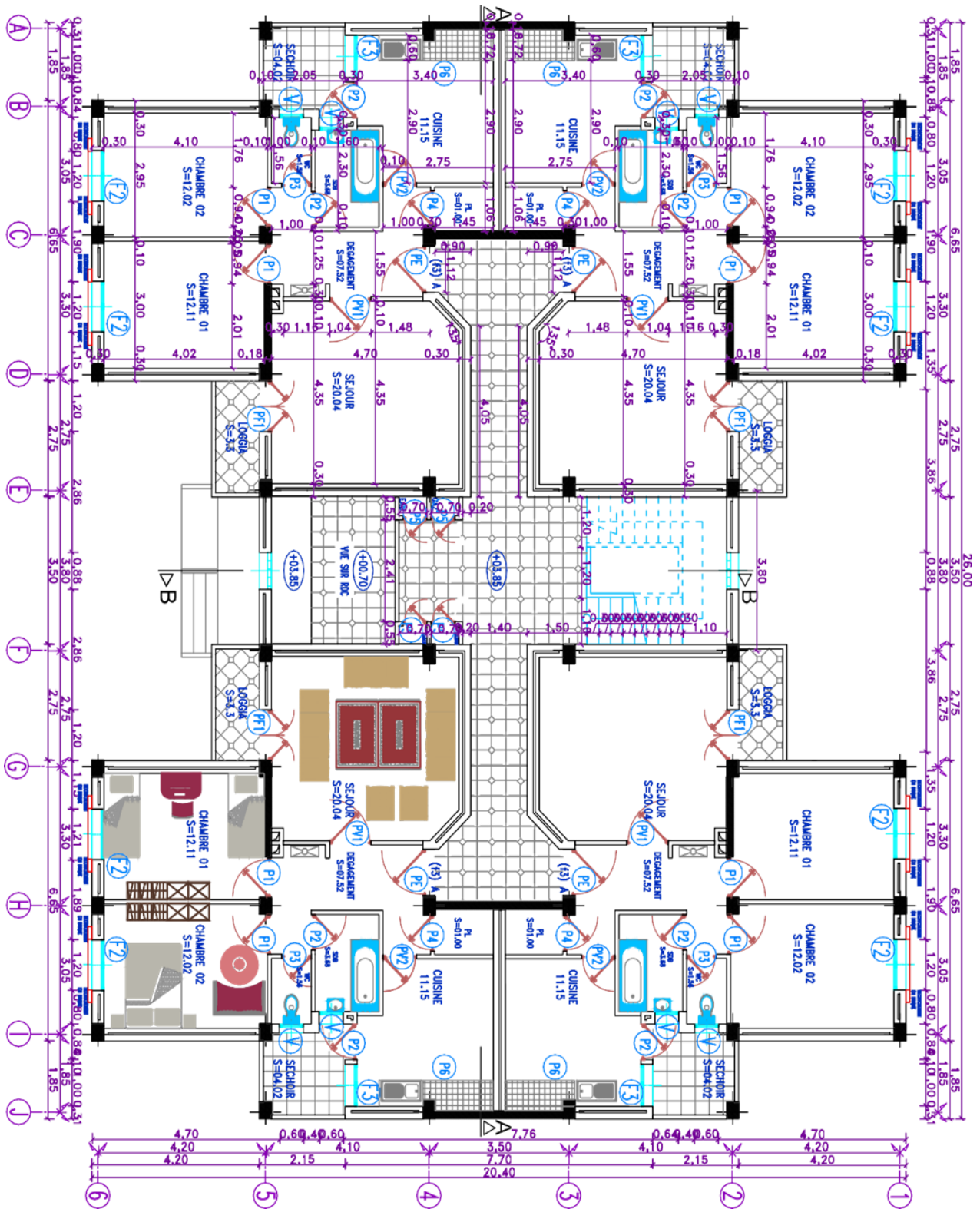
**Figure IV.2. Façade Postérieure**



**Figure IV.3.Coupe A-A**



**Figure IV.4.Coupe B-B**



**Bloc Logements R+5**

**Figure IV.5. Plan des étages 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup>, 4<sup>eme</sup>, 5<sup>eme</sup> et RDC ( identiques )**

### IV.3. Conception de la structure :

#### IV.3.1. Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction (portique-voiles), pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales. Pour ce genre de contreventement il y a lieu de vérifier un certain nombre de conditions :

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 de sollicitation dues aux charges verticales.
- ✓ Les portiques doivent reprendre au moins 25 de l'effort tranchant d'étage.
- ✓ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les Portiques. Proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que la sollicitation résultant de leurs interactions à tous niveaux.

#### IV.3.2. Caractéristiques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux principales sont :

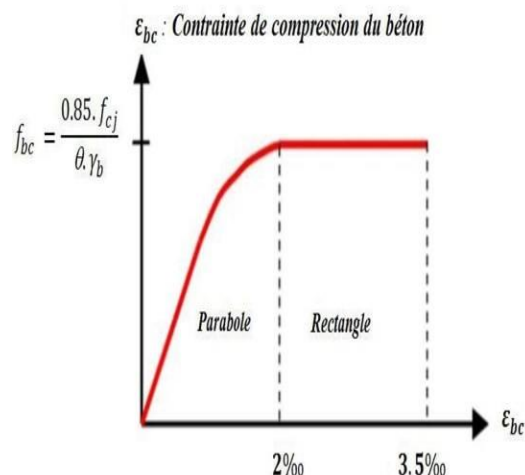
- ✓ Les résistances mécaniques à la compression et à la traction.
- ✓ Les déformations (allongement et raccourcissement).
- ✓ Les diagrammes contraintes - déformations.

#### IV.3.3. Béton :

##### IV.3.3.1. Définition :

##### IV.3.3.2. Caractéristiques mécaniques du béton :

- ✓ Résistance caractéristique à la compression :  $\bar{A}_{c28}=25$  MPa
- ✓ Contrainte limite du béton en compression :  $\bar{A}_{bu}=14,1$  MPa
- ✓ Coefficient de poisson :  $\nu=0.2$
- ✓ Résistance limite en traction du béton :  $\bar{A}_{t28}=2,1$  MPa
- ✓ Masse volumique du béton :  $\gamma_b=2,5$  t/m<sup>3</sup>
- ✓ Déformation limite élastique :  $\varepsilon_{bc}=2$  ‰
- ✓ Déformation ultime :  $\varepsilon_{bu}=3,5$  ‰
- ✓ Module d'élasticité (Young instantané):  $E_b=32164$  MPa

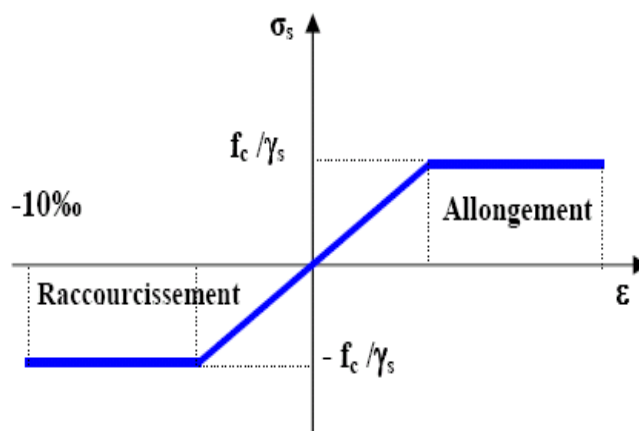


**Figure IV.8.** Diagramme contraintes - déformations du béton.

#### IV.3.4. Aciers :

Les aciers utilisés pour le ferrailage des éléments de notre structure sont :

- ✓ Les barres à haute adhérence de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales.
- ✓ Les barres rondes et lisses de nuance FeE235 pour les armatures transversales.
- ✓ Les treillis soudés, pour l'hourdis des planchers à corps creux.
- ✓ Module d'élasticité de l'acier :  $E_s = 2,1 \times 10^5$  MPa
- ✓ Résistance limite élastique de l'acier Haute adhérence :  $\bar{A}_e = 400$  MPa
- ✓ Résistance limite élastique de l'acier Rond lisse :  $\bar{A}_{eS} = 235$  MPa
- ✓ Déformation limite élastique :  $\varepsilon_{se} = 2$  ‰
- ✓ Déformation ultime :  $\varepsilon_{su} = 10$  ‰



**Figure IV.9.** Diagramme contrainte - déformation de l'acier

#### IV.4. Prédimensionnement des poutres :

Le prédimensionnement des éléments résistants doit respecter deux conditions principales, à savoir :

- ✓ la résistance aux charge extérieurs ;
- ✓ l'économie donnant un coût optimal.

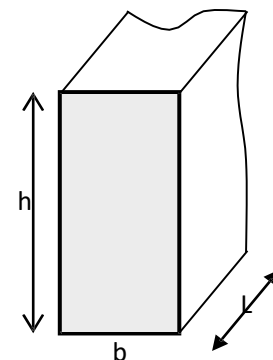
##### IV.4.1. Poutres principales (porteuse) :

D'après le plan architectural, il y a deux poutres les plus sollicitées. D'après le BAEL91 :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux surlesquels ces poutres reposent.

- ✓ Elles relient les poteaux.
- ✓ Elles Supportent la dalle.
- ✓ **Critère de rigidité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \end{array} \right.$$



Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la longueur de la poutre.

##### Poutres principales 01

$$\text{➤ } 575/15 \leq h \leq 575/10 \quad 38.33 \leq h \leq 57.5 \quad \text{On prend } h = 50 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \quad 15 \leq b \leq 35 \quad \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est **P01 (30X 50) cm<sup>2</sup>**.

##### Poutres principales 02

$$\text{➤ } 350/15 \leq h \leq 350/10 \quad 23.33 \leq h \leq 35 \quad \text{On prend } h = 35 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \quad 10.5 \leq b \leq 24.5 \quad \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est **P02(30X 35) cm<sup>2</sup>**.

##### IV.4.2)- Poutres secondaires (non porteuse) :

$$\text{➤ } 390/15 \leq h \leq 390/10 \quad 26 \leq h \leq 39 \quad \text{On prend } h = 35 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } 0.3 h \leq b \leq 0.7 h \quad 10.5 \leq b \leq 24.5 \quad \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est **(30X 35) cm<sup>2</sup>**.

➤ **Tableau IV.2.** : Tableau récapitulatif du dimensionnement des poutres

Formules de pré dimensionnement des poutres						
	BAEL 91		RPA 2003			EC8
	Hauteur (h)	Largeur (b)	Hauteur (h)	Largeur (b)	h/b	$L \geq 3h$
	$L/15 \leq h \leq L/10$	$0,3h \leq b \leq 0,7h$	$h \geq 30\text{cm}$	$b \geq 20\text{cm}$	$\leq 4$	
<b>PP01</b>	50 cm	30 cm	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
<b>PP02</b>	35cm	30 cm	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
<b>PS</b>	35 cm	30 cm	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ **IV.5.Conception de la structure :**

➤ **Contreventement :**

D'après les conditions de l'RPA 99 version 2003 Art. 1-b, nous avons opté, dans les deux directions de ce bâtiment, pour un contreventement mixte assuré par des voiles De (20 cm d'épaisseur), et des portiques (**poteaux 40x40 cm<sup>2</sup>** et les poutres principales des sections (30x50),(30x35) cm<sup>2</sup> et les poutres secondaires de section (30x35) cm<sup>2</sup> , Avec justification de l'interaction portiques-voiles.

➤ **Planchers :**

Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux (hourdis + table de Compression) Dans notre projet on a opté Plancher en corps creux (16+4) cm pour les différents étage (5 étage) Plus le riz de chaussée.

. Ce choix s'appuie sur les raisons suivantes :

- Ce type de planchers est facile à réaliser.
- C'est le plus économique.
- Réduction de la masse du plancher et par conséquent l'effet sismique.

➤ **Maçonnerie :**

La maçonnerie la plus utilisée en Algérie est la brique creuse en terre cuite.

Pour ce bâtiment, nous avons deux types de murs :

Murs extérieurs : le remplissage des façades est composé :

- D'une cloison en briques creuses de 15 cm d'épaisseur.
- D'une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.
- D'une cloison en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

Murs intérieurs : leur remplissage s'effectue par des cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseurs.

➤ **Revêtement :**

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Mortier de ciment pour les murs extérieurs.
- Enduit de plâtre pour les plafonds et les murs intérieurs.
- Céramique pour les salles d'eau.

➤ **Balcons :**

Les balcons seront réalisés en dalle pleine d'une épaisseur de **15cm**.

➤ **Escaliers :**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre structure comprend un seul type d'escaliers à deux volées. Les escaliers seront réalisés en béton armé et coulés sur place.

On adopte l'épaisseur de la paillasse et du palier **e=15cm**.

➤ **Terrasse :**

La terrasse est inaccessible sauf pour entretien avec un acrotère périphérique en Béton armé de 60 cm de hauteur.

➤ **Acrotère:**

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm d'hauteur et de **10 cm** d'épaisseur.

➤ **L'infrastructure:**

Elle assure les fonctions suivantes:

- ✓ Transmettre les charges verticales et horizontales au sol
- ✓ Limiter les tassements différentiels
- ✓ L'encastrement de la structure dans le sol



#### IV.6. Règlement et normes utilisées :

Les règlements utilisés sont :

- ✓ RPA 99 /version 2003
- ✓ BAEL91/modifiées 99
- ✓ Eurocode 8

#### IV.7. Evaluation des charges et surcharges :

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q sont évaluées selon [0].

##### IV.7.1. Plancher terrasse (inaccessible) :

**Tableau IV.3** - Charges et surcharges de la terrasse inaccessible.

Matériaux	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1-Protection en gravillon roulé (5cm)	17	0.85
2-Etanchéité multicouches (2cm)	6	0.12
3-Forme de pente 1% (9cm)	22	1.98
4-Isolation thermique en liège (4cm)	4	0.16
5-Plancher en corps creux (16+4)	-	2.80
6-Enduit en plâtre (2cm)	10	0.20

<b>G =</b>	<b>6.11</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Q =</b>	<b>1</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>

##### IV.7.2. Plancher étage courant :

**Tableau IV.4-** Charges et surcharge d'étage courant.

Matériaux	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1- Revêtement en carrelage (2cm)	20	0.40
2- Mortier de pose (2cm)	20	0.40
3- Lit de sable (2cm)	18	0.36
4- Plancher en corps creux (16+4) cm	-	2.8
5-Enduit en plâtre (2cm)	10	0.20
6-Brique creux	-	1.00

<b>G =</b>	<b>5.16</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Q =</b>	<b>1.5</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>

### IV.7.3. Maçonnerie :

#### a - Cloison extérieure :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois par des briques creuses de 15cm et 10 cm séparées par une lame d'air de 5 cm d'épaisseur.

**Tableau IV.5-** Charge permanente revenant mur extérieur.

Matériaux	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1- Enduit extérieure (2cm)	18	0.36
2- Brique creuse (15cm)	9	1.30
3- Brique creuse (10cm)	9	0.90
4- Enduit intérieure (2cm)	10	0.2

<b>G =</b>	<b>2.76</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>
------------	-------------	---------------------------

#### b -Cloison intérieure à double paroi :

**Tableau IV.6 -** charge permanente revenant mur intérieur

Matériau	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1- Maçonnerie brique creuse (10cm)	9	0.90
2- Enduit en ciment (2cm) *2	18	0.72

<b>G =</b>	<b>1.62</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>
------------	-------------	---------------------------

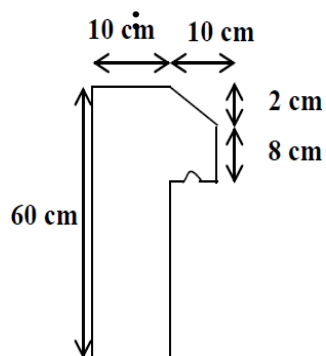
### IV.7.4. Balcon :

**Tableau IV.7 -** Charges et surcharge de balcon

Matériaux	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1- Revêtement en carrelage (2cm)	20	0.40
2- Mortier de pose (2cm)	20	0.40
3- Lit de sable (2cm)	18	0.36
4- dalle plein en béton armé (12cm)	25	3.00
5-Enduit en ciment (2cm)	18	0.36

<b>G =</b>	<b>4.52</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Q =</b>	<b>3.5</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>

## IV.7.5. Acrotère



## Section transversale

$$S = (0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \left(\frac{0,1 \times 0,02}{2}\right) = 0,069 m^2$$

Poids linéaire

$$P = S \times \rho = 0,069 \times 25 = 1,73 \text{ KN/ml}$$

## Revêtement enduit en ciment

$$0,02 \times 18 (0,6 + 0,2 + 0,08 + 0,1 + 0,5) = 0,53 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,73 + 0,53 = 2,26 \text{ KN/ml}$$

<b>G =</b>	<b>2,26 KN/ml</b>
------------	-------------------

## IV.7.6. Voile :

Tableau IV.8 - Charges permanente de voile

Matériaux	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1- Poids propre du voile (20cm)	25	5.00
2- Enduit en ciment (2cm)	18	0.36
3- Enduit en plâtre (2cm)	10	0.20
<b>G</b>		<b>5.56 KN/m<sup>2</sup></b>

## IV.7.7. Escaliers :

a) La volée (Palliasse) :

Tableau IV.9 - Charges et surcharge de la paillasse

Matériaux	Poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids (KN/m <sup>2</sup> )
1- Revêtement horizontal en carrelage) (2cm)	20	0.40
2- Revêtement verticale en carrelage (2cm) *(17/30)	20	0.23
3- Mortier de pose horizontale (2cm)	20	0.40
4- Mortier de pose verticale (2cm) *(17/30)	20	0.23
5- marche (17/2) (cm)	22	1.87
6- Poids propre de la paillasse (15cm)	25/cos30, 47	4.36
7- Lit de sable (2cm)	18	0.36
8- Enduit en ciment (2cm)	(18/cos30, 47)	0.34

<b>G =</b>	<b>8.19</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Q =</b>	<b>2.5</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>

**b) Palier de repos :****Tableau IV.10 - Charges et surcharge de la Palier**

<b>Matériau x</b>	<b>Poids volumique (KN/m3)</b>	<b>Poids (KN/m2)</b>
1- Revêtement en carrelage) (2cm)	20	0.40
2- Mortier de pose (2cm)	20	0.40
3- Lit de sable (2cm)	18	0.36
4- Poids propre de palier (15cm)	25	3.75
5-Enduit en ciment (2cm)	18	0.36

<b>G =</b>	<b>5.27</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Q =</b>	<b>2.5</b>	<b>(KN/m<sup>2</sup>)</b>

**IV.8. Présentation du logiciel ROBOT :****IV.8.1.Introduction :**

Le logiciel Autodesk Robot Structural Analyses Professional 2021 est un outil conçu pour l'analyse des charges structurales et la vérification de la conformité aux normes. Il fait partie de la Collection Architecture, Ingénierie & Construction, un ensemble d'outils intégrés de Modélisation des Informations du Bâtiment (BIM).

**IV.8.2. Principales fonctionnalités :**

- ✓ Accès complet aux résultats des murs de noyau : Le logiciel permet de définir la direction locale principale de l'axe X pour un mur de noyau, permettant la visualisation des axes de coordonnées locaux et l'obtention de résultats supplémentaires tels que les forces réduites et les moments le long de l'axe vertical de la gravité.
- ✓ Mises à jour de la conception en acier et des vérifications de conformité aux normes : La version 2021 inclut des mises à jour des codes de conception en acier pour l'Afrique du Sud et la Nouvelle-Zélande, permettant aux ingénieurs

structurels de vérifier et d'optimiser rapidement les conceptions de structures en acier en utilisant les derniers codes.

- ✓ Interopérabilité BIM avec Revit : Le logiciel offre une interopérabilité bidirectionnelle avec Revit, permettant l'échange de données et l'intégration d'outils de stockage et d'exploration des résultats.
- ✓ Simulations de charges de vent : La fonction de simulation des charges de vent permet la simulation de l'écoulement d'air autour d'une structure et la génération de charges de vent, particulièrement utile pour les structures géométriquement complexes.
- ✓ Charges autoportantes séquentielles pour les étages : Le logiciel permet la simulation des étapes de construction de manière appropriée, permettant la simulation du processus de construction sans avoir besoin de créer des phases.

#### IV.8.3. Description générale du logiciel :

Le Logiciel **ROBOT** permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées d'éléments barres, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique.

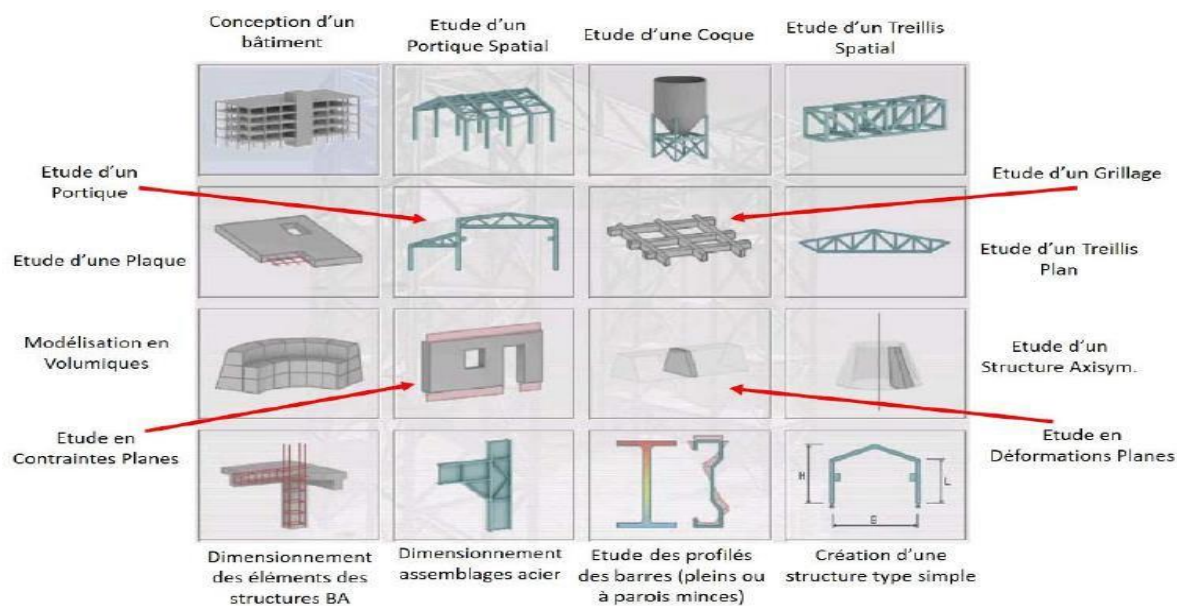
- ✓ Saisie graphique 2D et 3D ;
- ✓ Calcul de structure (RDM) ;
- ✓ Neige et vent, combinaisons automatiques ;
- ✓ Dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminium.....

#### IV.8.4. Démarrage du logiciel :

Le système ROBOT regroupe plusieurs modules spécialisés dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de la structure, calcul de la structure, dimensionnement).

Après le lancement du système ROBOT (pour ce faire, cliquer sur l'icône approprié affiché sur le bureau ou sélectionner la commande appropriée dans la

barre des tâches), la fenêtre représentée ci-dessous est affichée. Dans cette fenêtre, vous pouvez définir le type de la structure à étudier, ouvrir une structure existante ou charger le module permettant d'effectuer le dimensionnement de la structure.



#### IV.9. Étapes de travail :

##### ➤ Lignes de construction :

On va saisir la valeur de la position de chaque axe dans les trois directions puis on clique sur insérer pour introduire

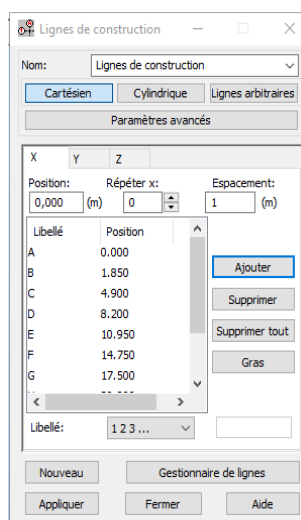

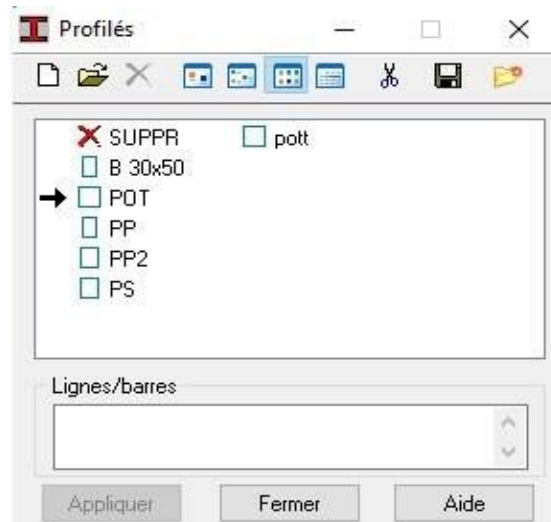


Figure IV.10 : Saisir les lignes de construction

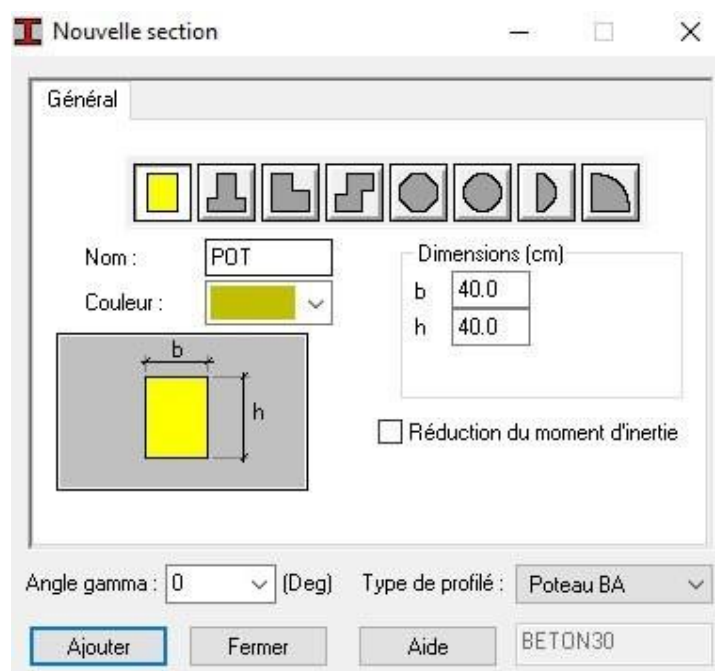
➤ **Définition de la section :**

On passe maintenant à définir les sections de l'ouvrage dans le menu vertical, on clique sur l'icône profilé 




**Figure IV.11 :** définir les sections de l'ouvrage

On clique sur le bouton A pour introduire des nouvelles sections, ensuite la boîte de dialogue suivante va apparaître :



**Figure IV.12 :** définir section d'un poteau

Sans oublier de faire un clic sur le bouton **Ajouter** pour chaque section.

Après la définition des sections on clique sur l'icône Barre  Pour saisir graphiquement l'élément élémentaire de notre structure:

**Figure IV.13:** saisir graphiquement poteau

On sélectionne le type et le nom de chaque élément de la structure, on clique sur les intersections des axes de l'ouvrage pour dessiner les éléments de notre structure (poutre ; poteau ;...) par le point origine, extrémité mais graphiquement.

Case **étirer** permet de saisir graphiquement le contenu des éléments.

#### ➤ Définir les planchers et les voiles :

Dans cette étape on va y ajouter les panneaux de notre structure, on clique sur l'icône panneaux pour définir le type de ferrailage (plancher B.A)

**Figure IV.14 :** saisir graphiquement voile



On clique sur le bouton épaisseur pour renommer ce plancher et le dimensionner, à la fin on clique sur le bouton **ajouter** dans notre structure le plancher en corps creux, la figure ci-dessus illustre le dimensionnement de ce plancher :

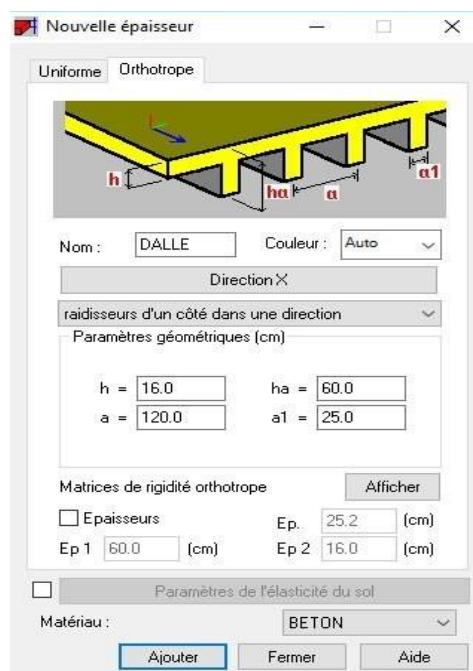


Figure IV.15 : saisir graphiquement plancher

➤ Pour la dalle pleine :

On fait la même chose sauf dans la fenêtre : nouvelle épaisseur on clique sur uniforme :

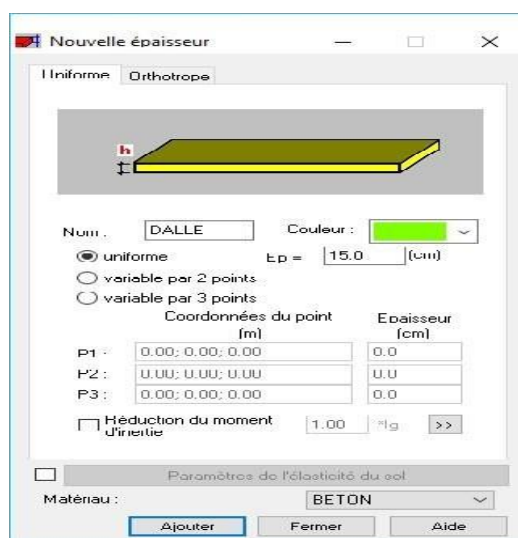




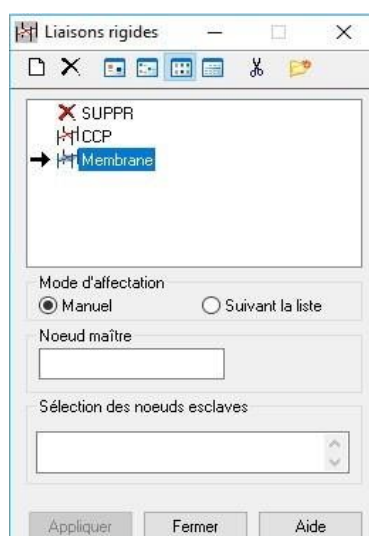
Figure IV.16 : saisir graphiquement dalle pleine

➤ Pour les balcons et les voiles :

la même chose avec les modifications d'épaisseur, en plus pour les voiles on choisit le ferrailage des voile.

➤ Définition des liaisons rigides :

On va aux menus définitions **de la structure**  on clique l'icône **liaisons rigides**  la boîte de dialogue suivante apparaîtra :

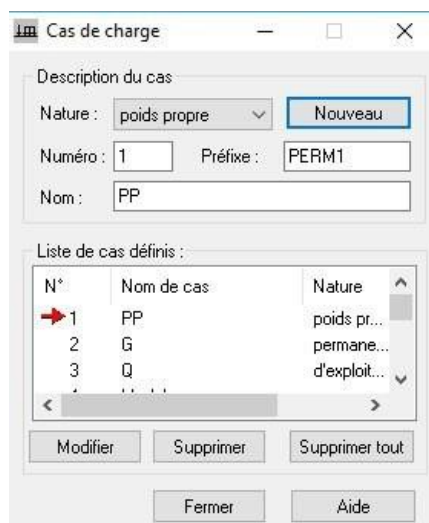


**Figure IV.17** : la liaison rigide

On clique sur l'icône **définir une nouvelle liaison rigide** et on bloque toutes les translations et les rotations après on choisit dans chaque étage le nœud maître et les nœuds esclaves.

➤ **Définition de charge :**

la nature de chaque charge (permanente, d'exploitation ou sismique) on choisit dans la liste nature



**Figure IV.18** : définition de charge

La case nous permet de donner le nom de chaque cas de charge, après avoir sélectionné le nom et nature de charge on clique sur le bouton **nouveau** pour ajouter le cas de charge.

➤ **Saisir la valeur de la charge :**

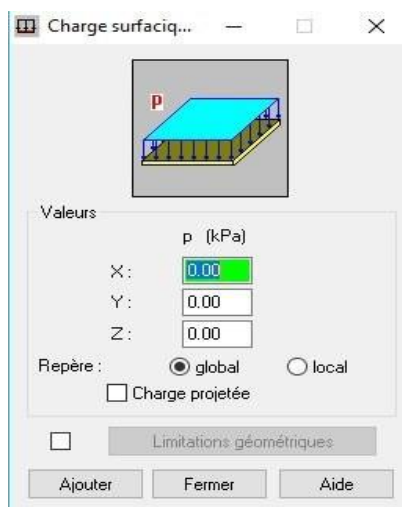
Cette étape permet de saisir la valeur des charges qui sont appliquées sur la structure, on clique sur l'icône  et la boîte de dialogue va apparaître :



**Figure IV.19** : saisir les valeurs de charge

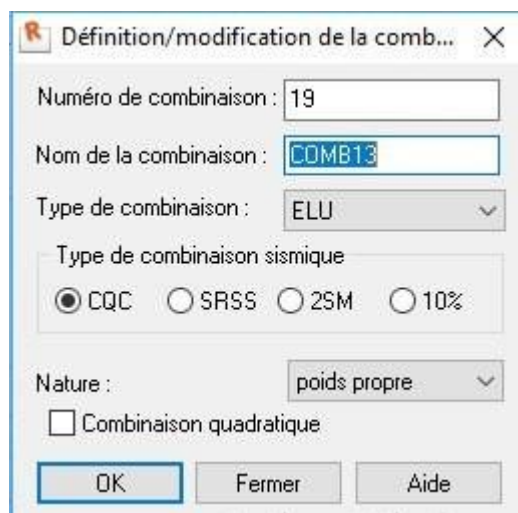
On sélectionne le cas de charge puis on introduit sa valeur selon le

type (charge sur barre, charge surfacique ....) une fois la valeur est introduite on clique sur l'élément pour appliquer la charge.

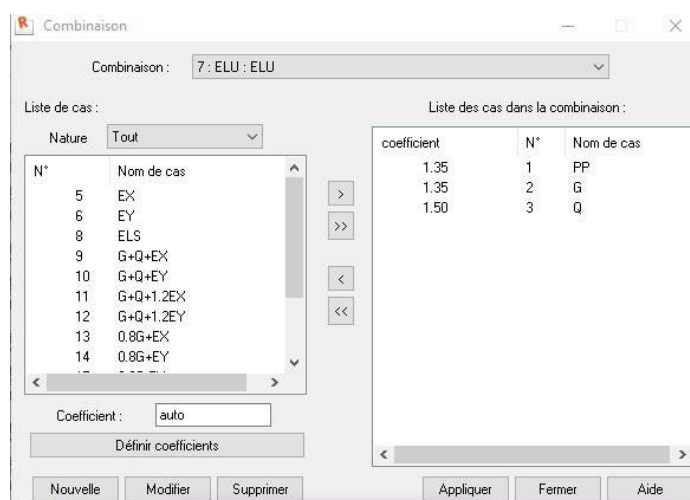


**Figure IV.20** : saisir les valeurs de charge surfacique

A présent on passe aux combinaisons de charges possibles en allant dans le menu **charges/comбинаisons manuelles** une fenêtre (1) apparaîtra pour déclarer le nom de combinaison et le type de cette dernière, puis on clique sur le bouton ok pour afficher la fenêtre (2).



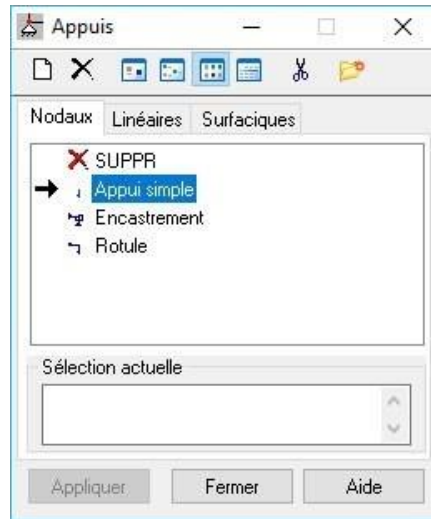
**Figure IV.21** :  
manuelles charge combinaisons manuelles  
(fenêtre 1)



**Figure IV.22** : charge combinaisons  
(fenêtre 2)

➤ Les conditions aux limites :

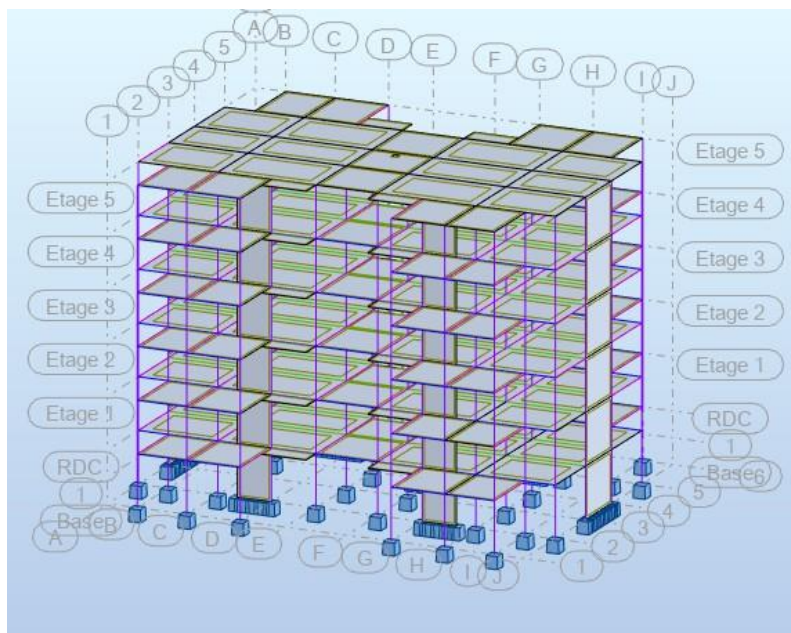
Pour définir les appuis de notre structure on clique sur l'icône dans le menu vertical.



**Figure V.23** : Les conditions aux limites

On sélectionne le type d'appuis (nœud, linéaire, surfacique) dans notre cas on choisit :

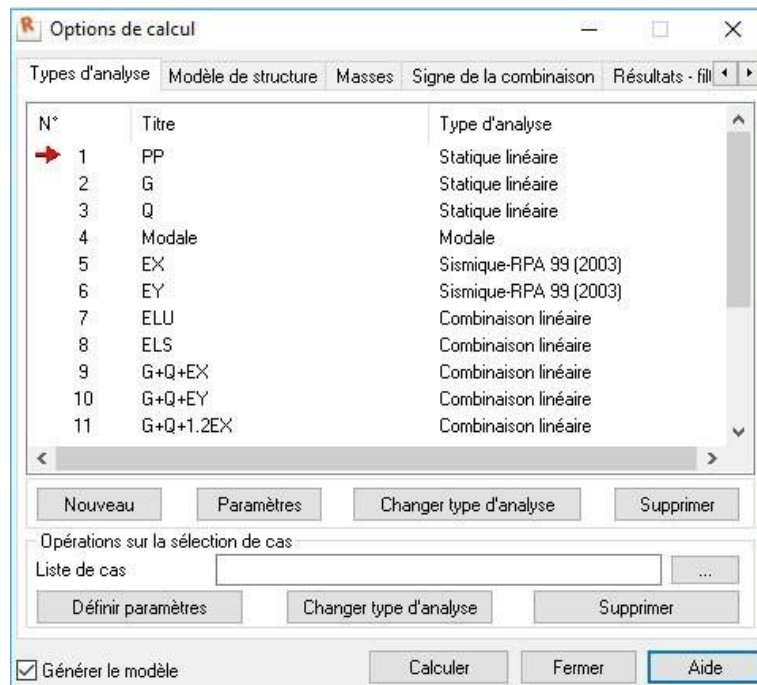
**Nodaux** => **encastrement** pour les poteaux, et **Linéaires** => **encastrement** pour les voiles.



**Figure IV.24**: modélisée la structure

➤ Type d'analyse :

on définit le type d'analyse qui sont de deux types : L'analyse modale et l'analyse sismique. On clique sur le bouton analyse dans le menu pour définir le

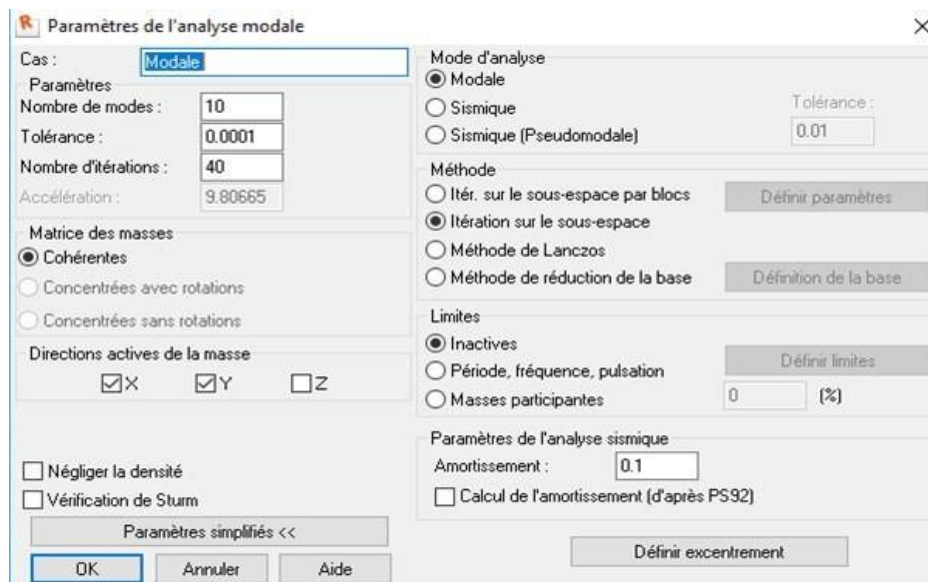


type d'analyse.

**Figure V.25** : Type d'analyse

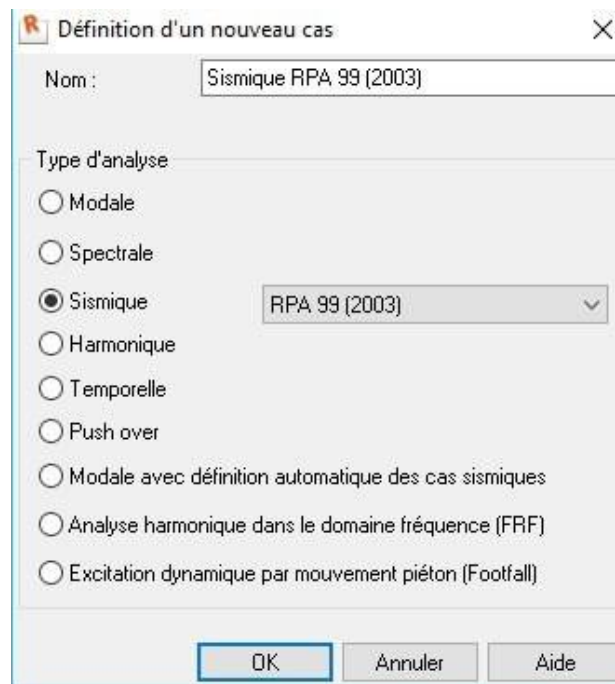
On clique sur **Nouveau** pour choisir le type d'analyse (modale).

On va saisir le nombre de modes de notre structure (5 modes) et la matrice des masses (cohérente) et l'amortissement 0,10 et on clique sur **OK**



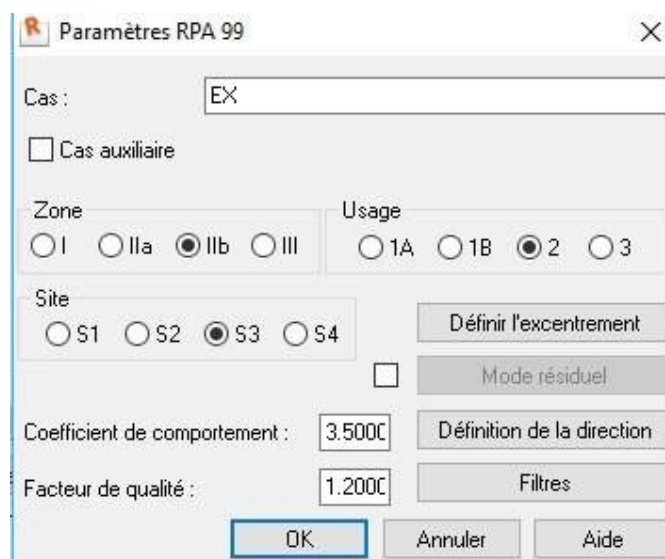
**Figure V.26** : Paramètres de l'analyse modale

On procède exactement de la même façon pour faire l'analyse sismique, on clique sur **nouveau** et on saisit le type d'analyse sismique et on clique sur **OK**



**Figure V.27** : Définition d'un nouveau cas

On saisit la zone, l'usage et le site plus le coefficient de comportement et le facteur de qualité



**Figure V.28** : Paramètres RPA 99

### ➤ Le lancement du calcul :

Une fois toutes les démarches sont faites, il ne nous reste que le lancement de l'analyse, on cliquant sur le bouton **calculer** dans le menu.

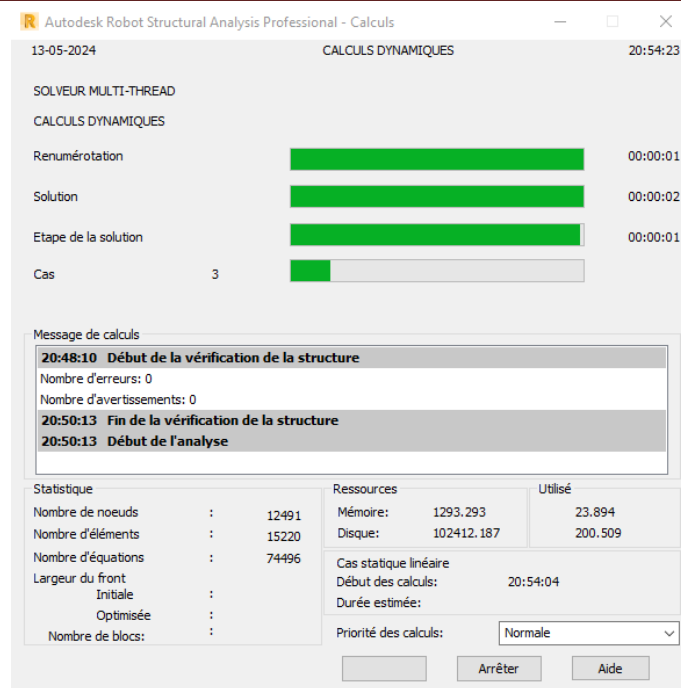


Figure V.29 : Le lancement du calcul (A)

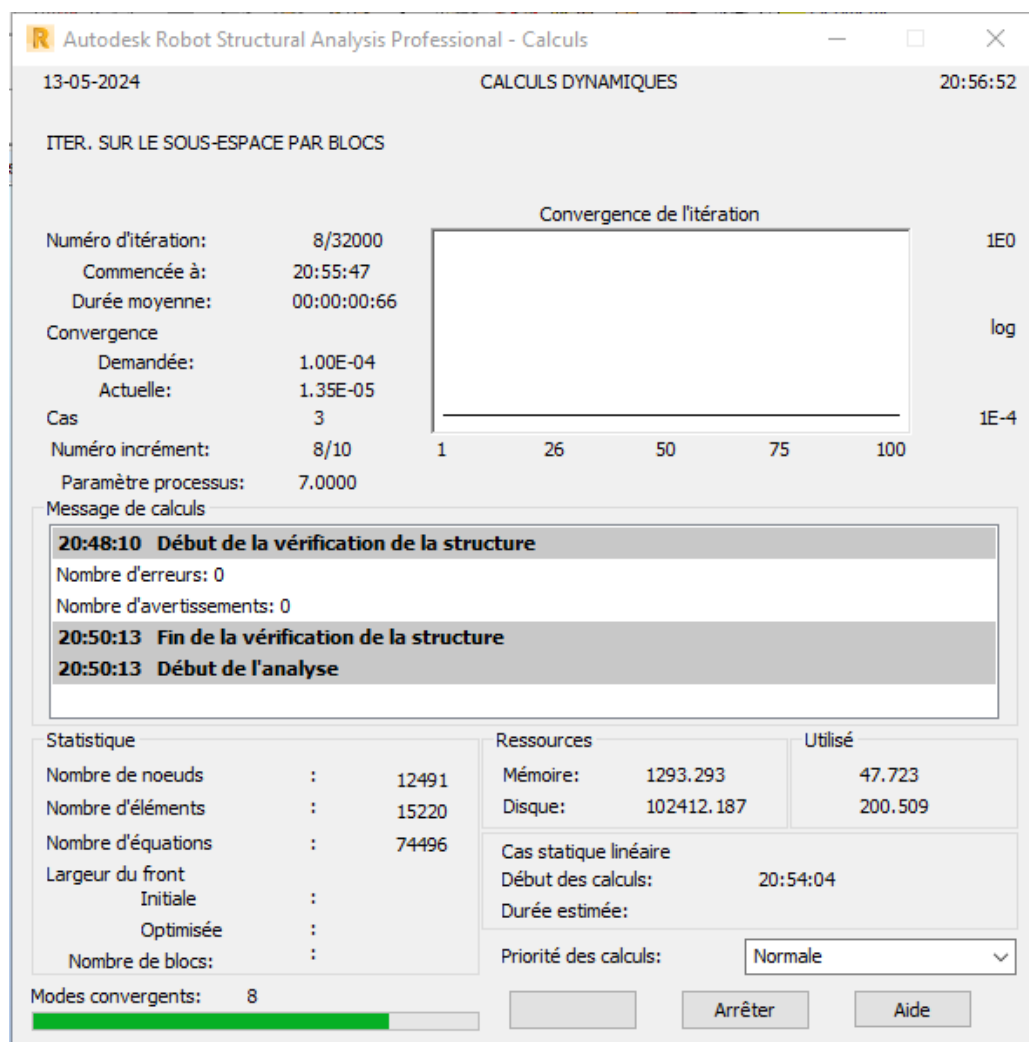


Figure V.30 : Le lancement du calcul (B)





**Figure IV.31:** Le lancement du calcul (C)

## IV.10. Etude dynamique

### IV.10.1.Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude générale d'un ouvrage en Génie Civil dans une zone sismique, ou éventuellement soumis à des actions accidentelles. La résolution de l'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul. L'utilisation d'un logiciel préétablie en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple « SAP2000, ETABS, ROBOT& » Avec une modélisation adéquate de la structure, peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée. Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel Robot 2021.

### IV.10.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

## IV.10.3. Modélisation de la structure étudiée :

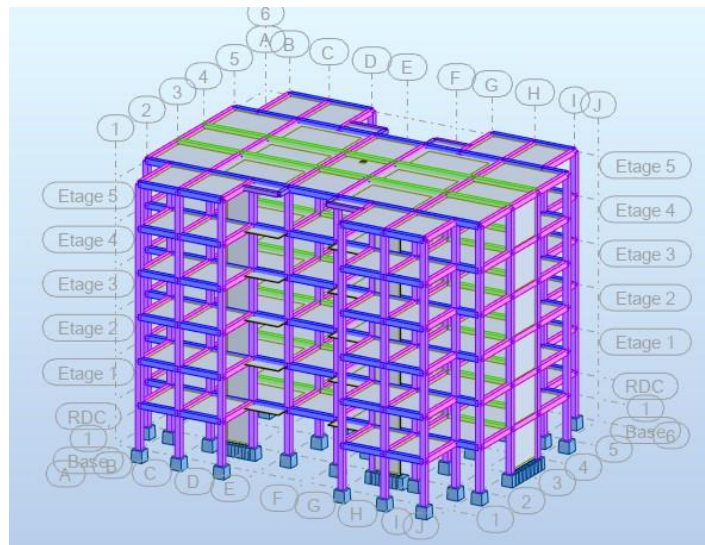


Figure IV.32: Modélisation de la structure

## IV.11. Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA 2003 :

## 1- Le comportement de la structure sans voiles :

Vérification du comportement dynamique :

mod e	Périod e[sec]	Masses Cumulée s UX [%]	Masses Cumulée s UY [%]	Masse Modal e UX [%]	Masse Modal e UY [%]	Tot.mas.UX [kg]
1	0.62	52.74	0.00	52.74	0.00	2172910,01
2	0.54	75.37	22.51	22.64	22.51	2172910,01
3	0.54	83.81	83.12	8.44	60.61	2172910,01
4	0.20	91.55	83.12	7.74	0.00	2172910,01
5	0.18	93.13	87.01	1.58	3.89	2172910,01
6	0.18	94.08	94.10	0.95	7.08	2172910,01
7	0.11	97.08	94.10	3.00	0.00	2172910,01
8	0.10	97.09	97.50	0.00	3.40	2172910,01
9	0.10	97.61	97.52	0.53	0.02	2172910,01
10	0.07	98.76	97.52	1.15	0.00	2172910,01

Tableau IV.11: comportement dynamique

## 2- Avec les voiles :

Pour obtenir la raideur maximale à la torsion d'ensemble, il faut que les éléments susceptibles de donner la raideur tensionnelle à la structure soient portés le plus possibles vers le pourtour de la construction.

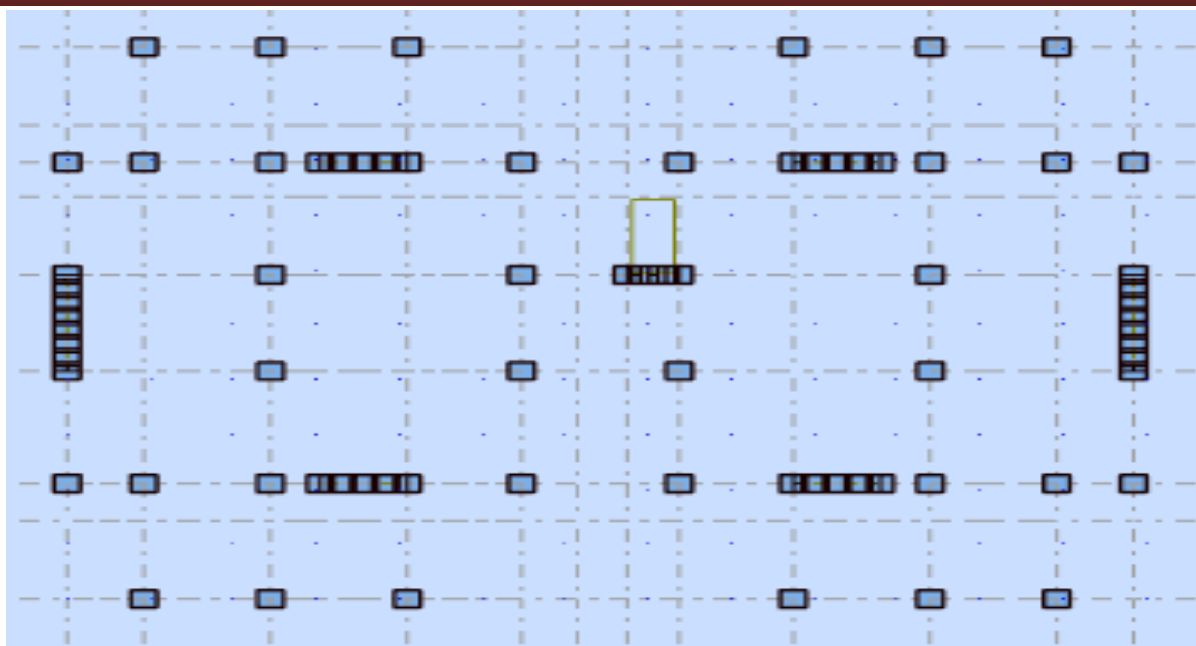


Figure IV.33: Disposition des voiles de contreventement

Tableau IV .12 comportement dynamique (Résultat de l’analyse modale)

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,47	0,00	73,12	0,00	73,12	2172910,015	2172910,015
3/ 2	0,45	75,86	73,12	75,86	0,00	2172910,015	2172910,015
3/ 3	0,36	75,96	73,12	0,10	0,00	2172910,015	2172910,015
3/ 4	0,13	75,96	89,76	0,00	16,64	2172910,015	2172910,015
3/ 5	0,13	89,90	89,77	13,93	0,00	2172910,015	2172910,015
3/ 6	0,09	89,90	89,77	0,00	0,00	2172910,015	2172910,015
3/ 7	0,08	89,90	93,82	0,00	4,06	2172910,015	2172910,015
3/ 8	0,08	89,90	93,82	0,00	0,00	2172910,015	2172910,015
3/ 9	0,08	89,90	93,82	0,00	0,00	2172910,015	2172910,015
3/ 10	0,07	95,22	93,83	5,33	0,00	2172910,015	2172910,015

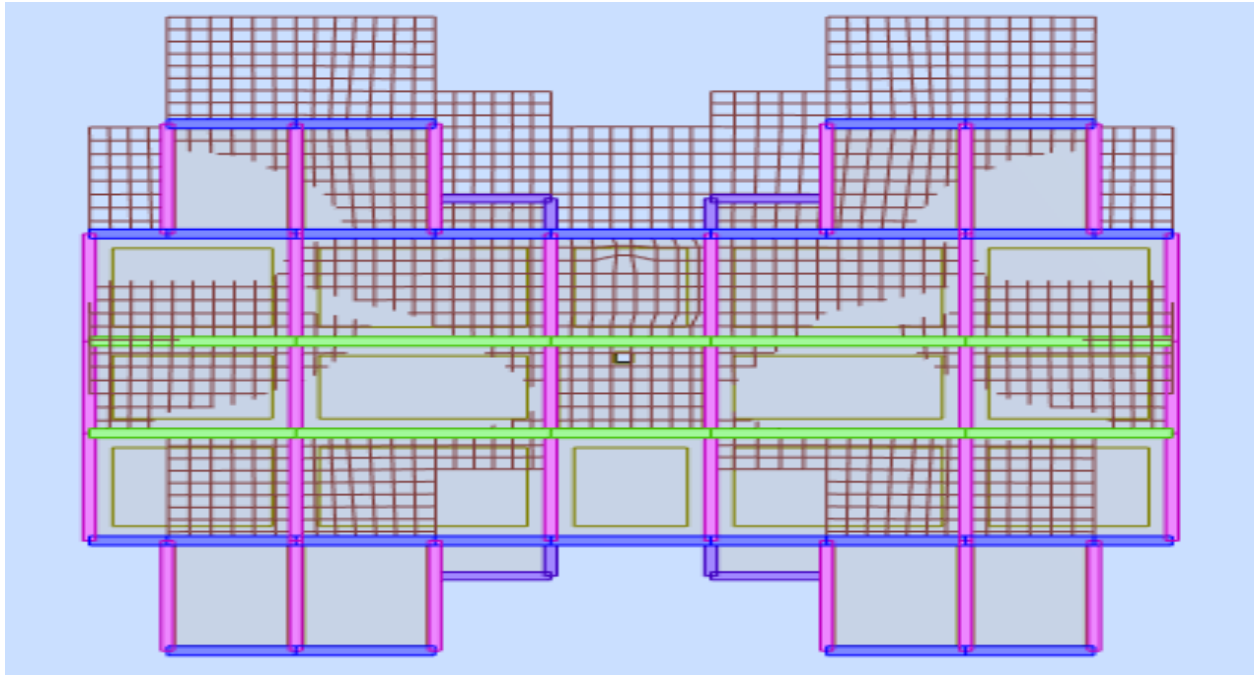
• **Vérification ART 4.3.4 RPA 2003 :**

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d’excitation doit être tel que : La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Directions xx : 10<sup>ème</sup> mode : Masse cumulée = **95.22%** => **Condition vérifiée**

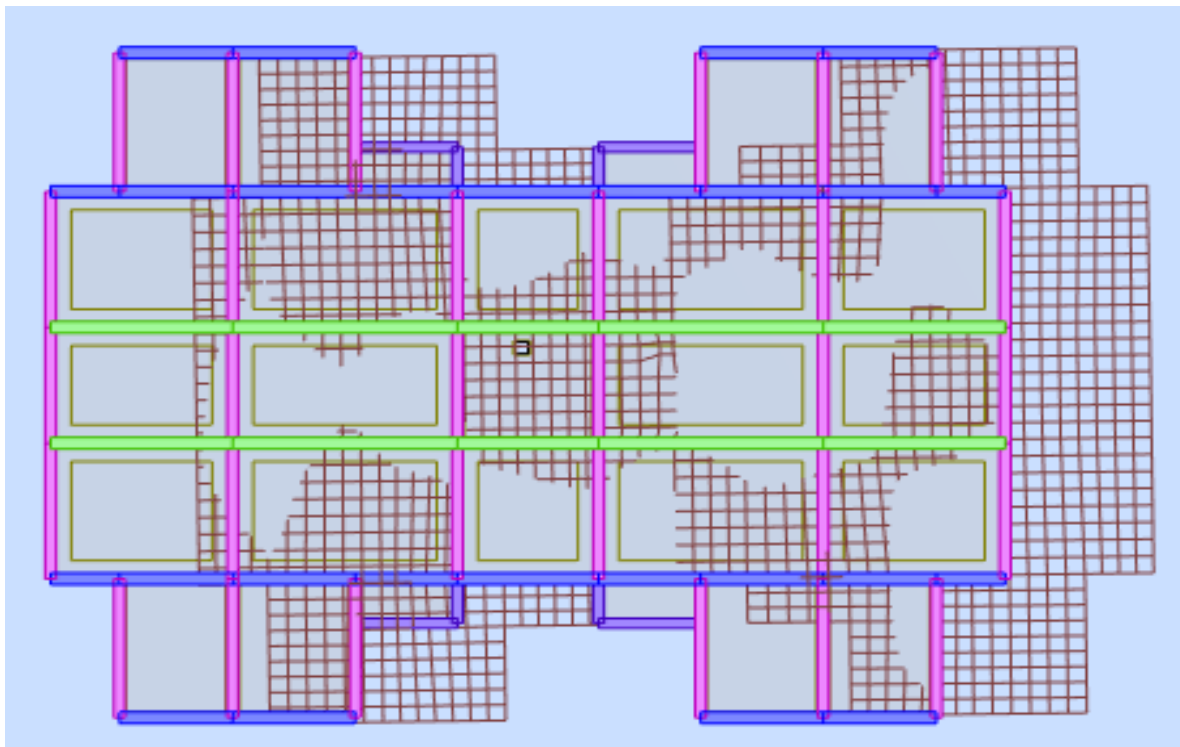
Direction yy : 10<sup>ème</sup> mode : Masse cumulée = **93.83 %** => **Condition vérifiée**

Mode 01 translation selon y-y.  $T = 0.47 \text{ s}$



**Figure IV.34:** translation de bâtiment selon l'axe Y

Mode 02 translation selon x-x.  $T = 0.45 \text{ s}$



**Figure IV.35:** translation de bâtiment selon l'axe X

Mode 03 Rotation selon z-z. T= 0.36 s

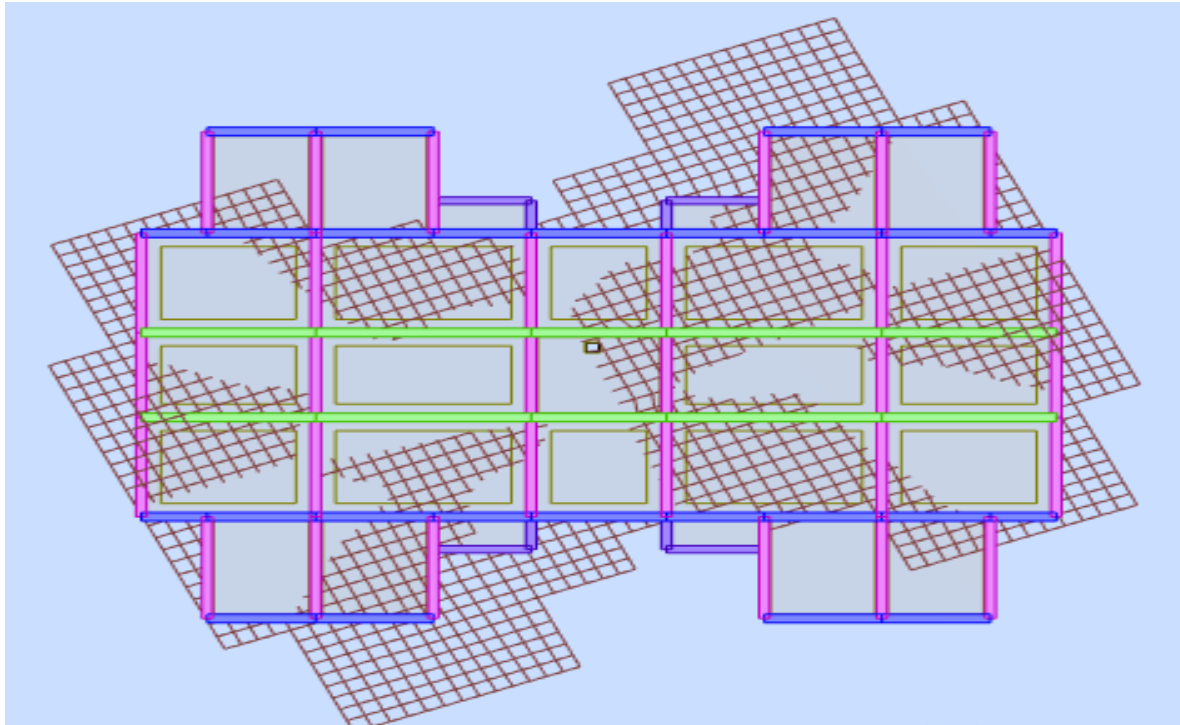
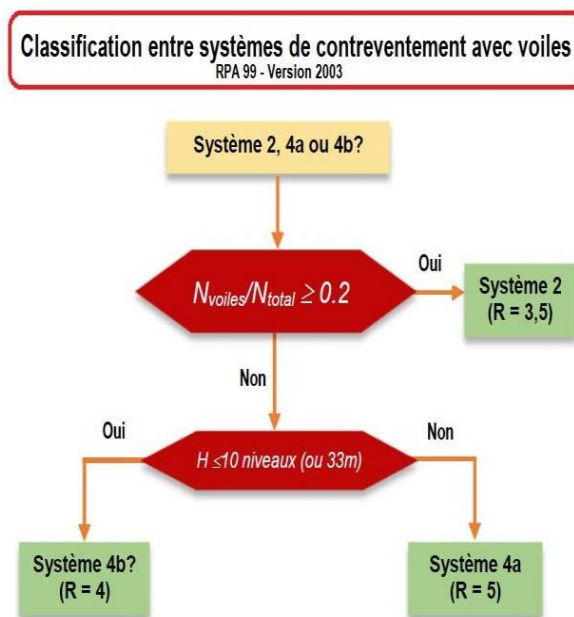


Figure IV.36: Rotation du bâtiment autour de l'axe Z

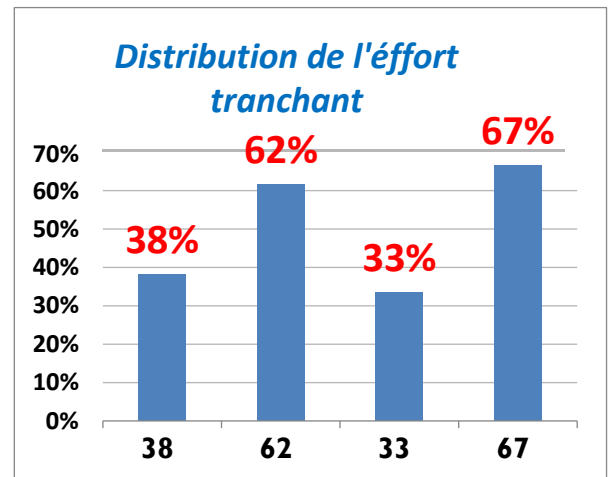
3- Vérification du coefficient de comportement R:  
Diagramme de calcul du coefficient de comportement



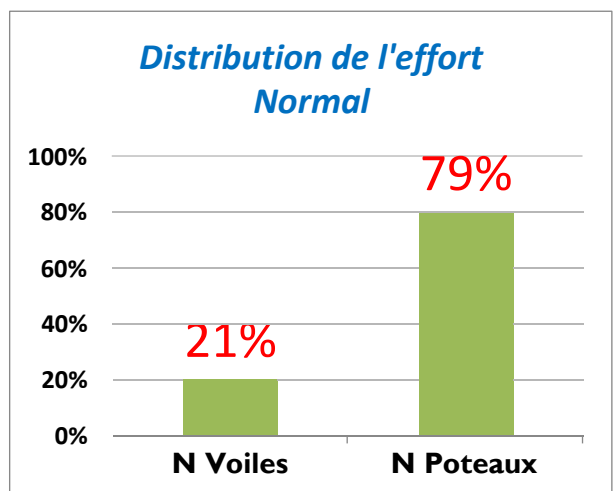
Dr. Ing. Rafik Taleb

**Tableaux IV. 13:** L'effort normal et l'effort tranchant sur les poteaux et voiles de contreventement

Etage	Voiles de contreventement		
	Effort tranchant Tx	Effort tranchant Ty	Effort normal N
1	1239,471	0,538	5268,795
2	938,103	3,081	4320,416
3	660,021	1,598	3477,444
4	452,118	1,378	2602,492
5	237,088	0,249	1702,139
6	90,034	1,25	723,92



Etage	Poteaux		
	Effort tranchant Tx	Effort tranchant Ty	Effort normal N
1	801,594	3,689	19346,124
2	1019,488	4,432	15928,447
3	1111,697	3,332	12663,176
4	1035,711	1,081	9429,884
5	866,351	1,689	6221,994
6	708,203	1,875	3090,556



La distribution de l'effort vertical est supérieure à 20% pour les voiles

=> Système 2 Voiles porteurs =>

**R = 3.5**

**4- Vérification de l'effort normal réduit :**

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton. L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

V, l'effort normal réduit.

Nd : effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N) (robot)

Bc : section du poteau en (mm<sup>2</sup>)

Fc28 : résistance caractéristique à la compression du béton en (Mpa).

#### Vérification de l'effort normal réduit Poteaux 40X40

<b>N<sub>d</sub> (N)</b>	<b>1457384</b>
<b>B<sub>c</sub> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>160000</b>
<b>F<sub>c28</sub> (MPa)</b>	<b>25</b>
<b>v</b>	<b>0,3</b>

$$v = 0,296 \leq 0,3 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### 5- Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

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

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

Avec :

**A** : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles RPA en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage..

**D** : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

**Q** : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des

matériaux.....etc.). **R** : Coefficient de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

**W** : Poids total de la structure

## 6- Estimation de la période fondamentale de la structure par la formule empirique :

### ➤ Direction X :

$$1- T = C_T h_N^{3/4} \quad C_T = 0.050 \text{ structure mixte (portique et voiles)}$$

hn= hauteur du bâtiment

$$= 0.05 * 18.9^{3/4} = 0.45 \text{ s}$$

$$2- T = 0.09 h_N / \sqrt{L_X}$$

$$= 0.09 * 18.9 / \sqrt{25.7} = 0.33 \text{ s}$$

$$T \text{ empirique} = \min (1, 2) = 0.33 \text{ s}$$

$$1.3 * T \text{ empirique} = 0.44 \text{ s}$$

$$T \text{ analytique(robot)} = 45 \text{ s}$$

### ➤ Direction Y :

$$1- T = C_T h_N^{3/4} \quad C_T = 0.50 \text{ structure mixte (portique et voiles)}$$

hn= hauteur du bâtiment

$$T = 0.05 * 18.9^{3/4} = 0.45 \text{ s}$$

$$2- T = 0.09 h_N / \sqrt{L_Y}$$

$$= 0.09 * 18.9 / \sqrt{20.10} = 0.38 \text{ s}$$

$$T \text{ empirique} = \min (1, 2) = 0.38 \text{ s}$$

$$1.3 * T \text{ empirique} = 0.49 \text{ s}$$

$$T \text{ analytique(robot)} = 47 \text{ s}$$

## 7- Détermination de la période T de calcul du facteur d'amplification dynamique D :

### Direction X :

On remarque que :  $T \text{ analytique(robot)} = 0.45 \text{ s} > 1.3 * T \text{ empirique} = 0.44 \text{ s}$

(la structure est souple ou flexible de ce sans X)

$$\Rightarrow T_x = 1.3 * T \text{ empirique} = 0.44 \text{ s}$$

### Direction Y :

On remarque que :

$T \text{ empirique} = 0.38 \text{ s} < T \text{ analytique(robot)} = 0.47 \text{ s} < 1.3 * T \text{ empirique} = 0.49 \text{ s}$

(la structure rigide avec une certaine flexibilité ou souplesse de ce sans Y)

$$\Rightarrow T_y = T \text{ empirique} = 0.38 \text{ s}$$



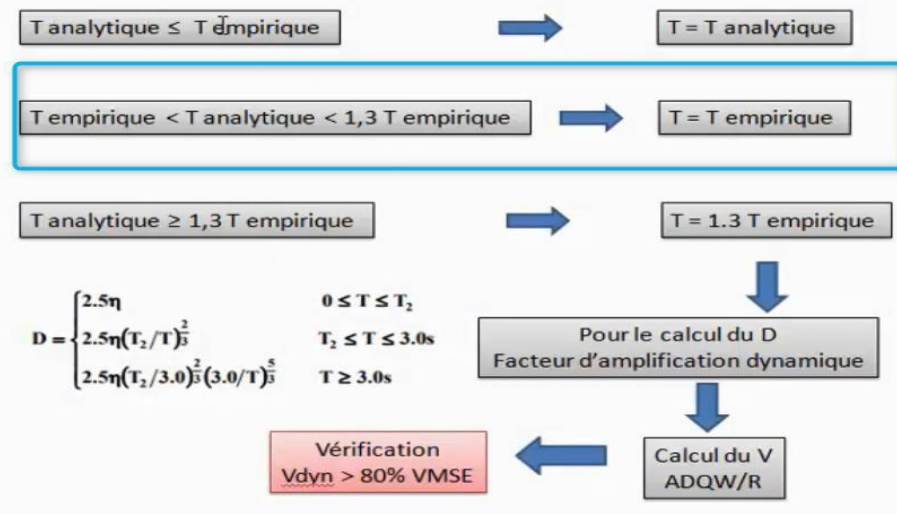


Figure IV.37 : la relation entre les périodes empirique et analytique

**8- Coefficient d’Accélération de Zone « A » : [1]**

Le coefficient d’accélération de zone « A » est donné par le Tableau 4.1 des (RPA 99/Version 2003) suivant la zone sismique et le groupe d’usage du bâtiment Pour notre projet : groupe usage2 et Zone IIa.

Donc : **A = 0.15**

**Facteur d’amplification dynamique moyen « D » :**

Fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d’amortissement η et de la période fondamentale de la structure T.

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

η: Facteur de correction d’amortissement.

T : Période fondamentale.

T2: Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

η:Facteur de correction d’amortissement. (quand l’amortissement est différent de 5%)

Donné par la formule :

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

D’abord on calcule Pourcentage d’Amortissement Critique.

D'après le Tableau  $\eta = 10 \%$  Portique béton armé avec voile .

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0.764 \geq 0.7$$

T : Période fondamentale.  $T_x = 0.44 \text{ s}$  ,  $T_y = 0.38 \text{ s}$

T2: Période caractéristique, associée à la catégorie de site.

Site 3 (meuble) :  $T_1 = 0.15 \text{ s}$  ; et  $T_2 = 0.5 \text{ s}$

### 9- Calcul du facteur d'amplification dynamique D :

Les deux Sens X et Y :

La condition :

$$T_x \text{ et } T_y < T_2 = 0.5 \text{ s}$$

Donc :  $D_x = D_y = 2.5 \times \eta = 2.5 \times 0.764 = 1.91$

### 10- Calcul du facteur de Qualité Q :

Critère	Pq	
	Sens X	Sens Y
1-Condition minimale sur les files de contreventement	0,05	0,05
2-Redondance en plan	0,00	0,00
3-Régularité en plan	0,00	0,00
4-Régularité en élévation	0,00	0,00
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6-Contrôle de la qualité d'exécution	0,1	0,1
$\sum_{1}^6 Pq$	0,20	0,20

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

$Pq$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non".

- Sens X  $\rightarrow Q = 1 + 0.2 = 1.2$
- Sens Y  $\rightarrow Q = 1 + 0.2 = 1.2$

Donc le facteur de qualité est égal à **1.20** dans les deux directions.

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

### 11- Poids totaux de la structure « W » :

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

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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

WQi : charges d'exploitation

$\beta$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5. RPA99version2003.

**Coefficient de pondération de la masse** :  $\beta = 0.2$  (Bâtiments d'habitation)

Donc d'après robot la combinaison totale est  $W = G + 0.2Q = 21556,751 \text{ KN}$

## 12- Vérification de l'effort tranchant a la base :

La résultante des forces sismique à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

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

$V_{\text{dynamique}}$  : la résultante des forces sismique à la base calculée par la méthode d'analyse dynamique modale spectrale

$V_{\text{statique}}$  : la résultante des forces sismiques calculée par la méthode statique équivalente.

Si :  $V_{\text{dynamique}} < 0.80 V_{\text{statique}}$ , il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, Le déplacements, moment,) Dans le rapport :

$$0.8 V_{\text{statique}}/V_{\text{dynamique}}$$

### Calcul de l'effort sismique totale « V » :

Le calcul des sollicitations sismique se fait par la méthode d'analyse dynamique modale spectrale, L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

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

**Avec :**

**A** : Coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} = 0,764$$

$\xi$ : Pourcentage d'amortissement critique.

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

**T1, T2** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

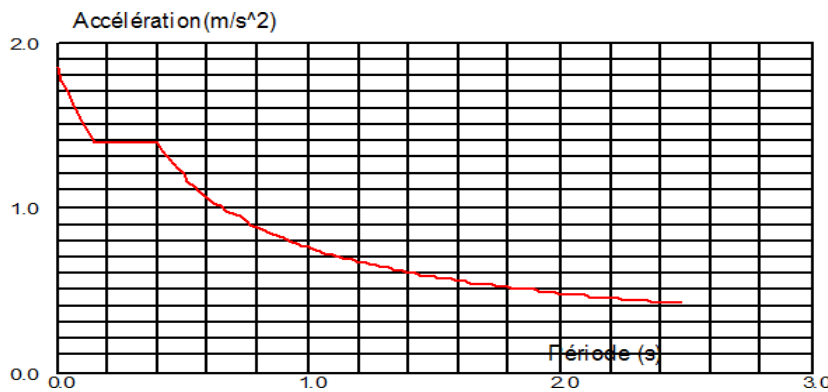
**Q** : Facteur de qualité.

Pour notre étude les valeurs caractérisant le spectre de réponse sont présentées sur le tableau suivant :

**Tableaux IV. 14** : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.

A	$\eta$	$\xi$	R	T1	T2	Q
0.15	0.764	10%	3,5	0.15	0.50	1.20

**Spectre de réponse sismique**



**Figure IV.38** La courbe de spectre de réponse (RPA)

- **Vérification de l'effort tranchant a la base totale « V » :**

**Tableau IV.15** récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente :

A	0,15
DX	1.91
DY	1.91
Q	1,20
W (KN)	21556,751
R	3,5
VX (KN)	2117.488
VY (KN)	2117.488

$$V_{\text{dyn}} = 2041,051 \text{ KN} > 80\% V_{\text{MSEX}} = 1693.99 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{\text{dyn}} = 1984,879 \text{ KN} > 80\% V_{\text{MSEY}} = 1693.99 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente. ....  $V_{\text{dyn}} > 0.8 V_{\text{stat}}$  **C. V**

### **13- Vérification des déplacements latéraux inter étages :**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :  $\delta_k = R \delta_{ek}$ . (**Art 4 - 19 – RPA99/v.2003**).

$\delta_{ek}$  : déplacement due aux forces sismique  $F_i$ . (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=3,5).

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

**Avec : = 0.01h e** : le déplacement relatif admissible

**h e** : représente la hauteur de l'étage

Valeurs des déplacements inter-étages Sens X.

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
4/ 1	0,311	0,311
4/ 2	0,863	0,552
4/ 3	1,480	0,617
4/ 4	2,067	0,587
4/ 5	2,574	0,508
4/ 6	2,983	0,409

**Le déplacement inter-étage**

$$\max = 0.617 \text{ cm} < 1\% \text{ de la hauteur de l'étage} = 1\% \text{ de } h_e = 0.01$$

$$x315=3.15\text{cm}$$

**=> condition vérifiée**

Valeurs des déplacements inter-étages Sens Y.

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
5/ 1	0,287	0,287
5/ 2	0,799	0,511
5/ 3	1,413	0,615
5/ 4	2,062	0,648
5/ 5	2,684	0,622
5/ 6	3,215	0,531

**Le déplacement inter-étage**

$$\max = 0.648 \text{ cm} < 1\% \text{ de la hauteur de l'étage} = 1\% \text{ de } h_e = 0.01 \\ \times 315 = 3.15 \text{ cm}$$

=> **condition vérifiée**

### Commentaire :

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée**).

### 14- Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

#### 5.9. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET P-Δ

Les effets du 2<sup>o</sup> ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10 \quad (5.6)$$

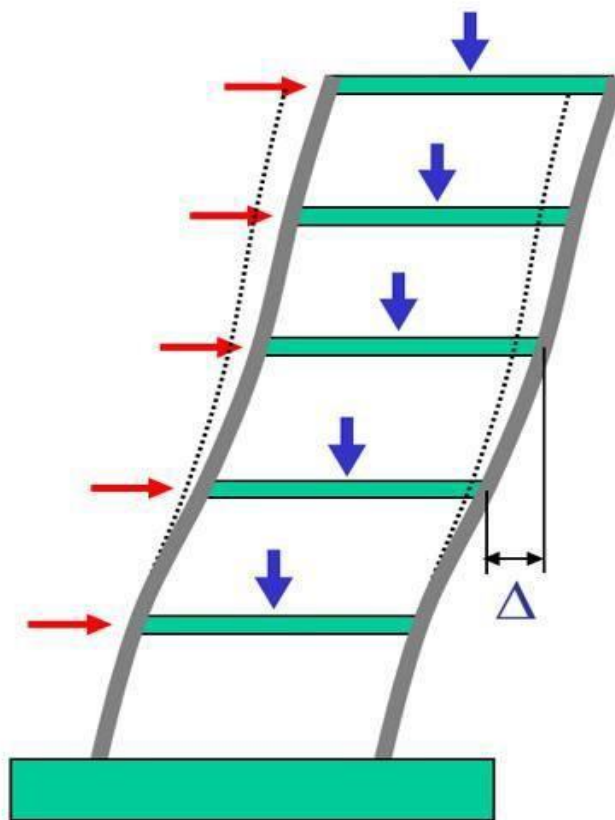
$P_k$  : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau " k ",

$$P_k = \sum_{i=k}^n (w_{gi} + \beta w_{qi}) \text{ voir paragraphe 4.2.3 (4.5)}$$

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau "k"

$\Delta_k$  : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1"  
(voir paragraphe 4.43, formule 4.20)

$h_k$  : hauteur de l'étage " k "



**Figure.VI.39** : Présentation de l’effet P- Δ sur la structure

Si  $0.10 < \theta \leq 0.20$  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<sup>o</sup> ordre par le facteur  $1 / (1 - \theta)$ .

Si  $\theta > 0.20$  la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants :

**Tableaux IV.16** : Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ les deux sens

**Sens longitudinal**  
( direction x)

Etage	P(KN)	Δ(cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
1	-21556,75	0,311	2041,066	3,15	0,010427401	OK
2	-17729,44	0,552	1957,591	3,15	0,015870897	OK
3	-14159,35	0,617	1771,718	3,15	0,015653931	OK
4	-10589,27	0,587	1487,829	3,15	0,013262963	OK
5	-7019,187	0,508	1103,438	3,15	0,010258693	OK
6	-3447,109	0,409	618,169	3,15	0,007240366	OK

Sens transversale  
( direction y)

Etage	P(KN)	$\Delta$ (cm)	V(KN)	h(m)	$\theta$	Vérification
1	-21556,75	0,287	1984,902	3,15	0,009894995	OK
2	-17729,44	0,511	1904,035	3,15	0,015105334	OK
3	-14159,35	0,615	1728,327	3,15	0,015994919	OK
4	-10589,27	0,648	1467,451	3,15	0,014844544	OK
5	-7019,187	0,622	1107,51	3,15	0,012514658	OK
6	-3447,109	0,531	622,901	3,15	0,009328675	OK

### Commentaire :

La condition  $\theta < 0.10$  est vérifiée

Donc: l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

### 15- Vérification vis-à-vis du renversement : {Art 4.4 RPA99 Version 2003}[1]

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et de glissement.

- Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.
- Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai.  $M_s > M_r$

**Avec :**

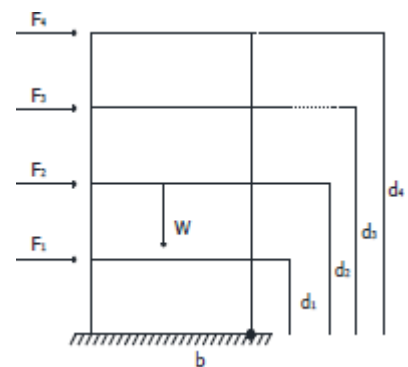
$M_s$  : moment stabilisant

$M_r$  : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage. Soumis à des effets de renversement et/ou de glissement

- $M_{\text{renversement}} = \sum F_i x_{di}$
- $M_{\text{stabilisant}} = W \times b$

$b$  : la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y ( $X_g$  ;  $Y_g$ ).

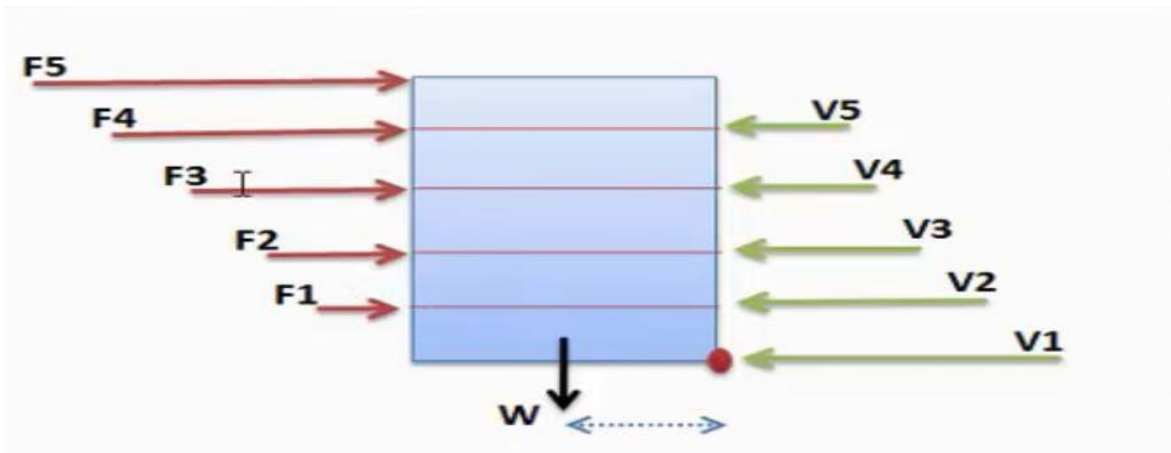




Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} \geq 1,5$$

- ✓ *MS* : Moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.
- ✓ *MR* : Moment de renversement.
- ✓ *Fi* : Efforts sismique appliqués à chaque étage.
- ✓ *di* : La hauteur de niveau *i* mesuré



A partir de la base.

- ✓ *bi* : Bras de levier de niveau *i*.
- ✓ *Wi* : Poids de niveau

Les résultats obtenus sont résumée dans les tableaux suivants

**Tableau IV.17 :**

Les résultats de Vérifications aux renversements des deux directions :

**DIRECTION XX**

ETAGE	Vx (KN)	FX (KN)	h (m)	W (KN)	Xg (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	2041,066	83,475	3,15	21556,75	12,85	40,4775	<b>277004,25</b>
2	1957,591	185,873	6,3			1170,9999	
3	1771,718	283,889	9,45			2682,7511	
4	1487,829	384,391	12,6			4843,3266	
5	1103,438	485,269	15,75			7642,9868	
6	618,169	618,169	18,9			11683,394	
<b>TOTAL</b>		<b>2041,07</b>			<b>SOMME</b>	<b>28063,94</b>	<b><u>OK</u></b>

On remarque que  $M_{\text{stab}}/M_{\text{renv}} = 9.87 > 1.5 \Rightarrow$  **Condition vérifiée**

**DIRECTION YY**

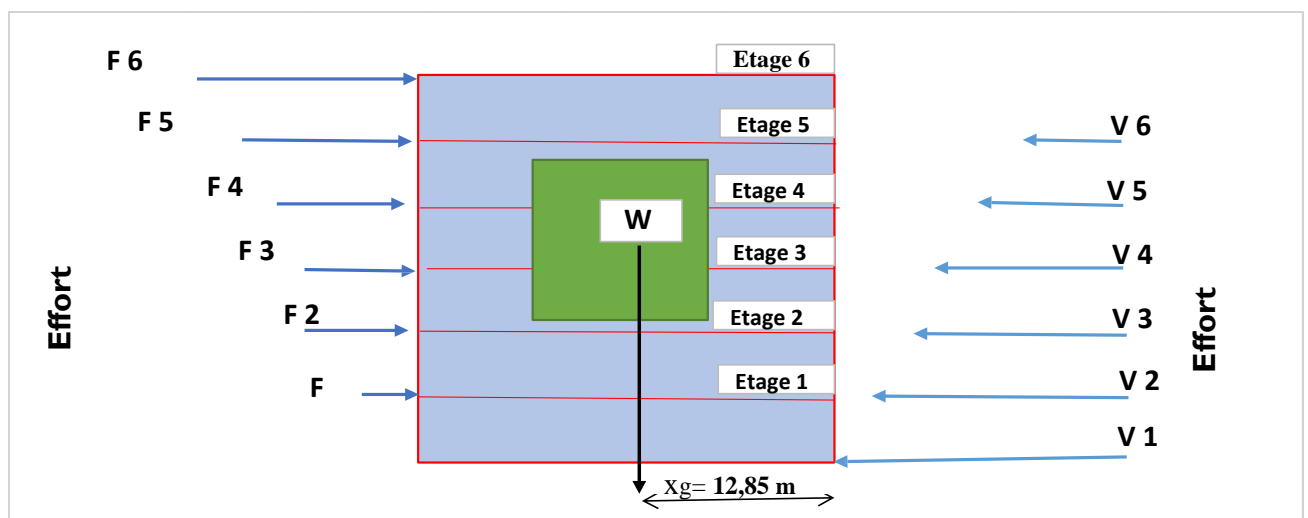
ETAGE	V <sub>y</sub> (KN)	F <sub>Y</sub> (KN)	h (m)	W (KN)	Y <sub>g</sub> (m)	Mr (KN.m)	Ms (KN.m)
1	1984,902	80,867	3,15	21556,75	10,05	254,73105	216645,34
2	1904,035	175,708	6,3			1106,9604	
3	1728,327	260,876	9,45			2465,2782	
4	1467,451	359,941	12,6			4535,2566	
5	1107,51	484,609	15,75			7632,5918	
6	622,901	622,901	18,9			11772,829	
<b>TOTAL</b>		<b>1984,9</b>			<b>SOMME</b>	<b>27767,65</b>	<b><u>OK</u></b>

On remarque que  $M_{stab}/M_{renv} = 7.80 > 1.5 \Rightarrow$  Condition vérifiée

➤ Commentaire :

- Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- L’ouvrage est donc stable au renversement ( $M_s > 1,5 M_r$ ). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

Diagramme explique l’effet de tranchant et sismique sur le bâtiment



Le tableau de distribution de l'effort sismique à partir de l'effort tranchant

$V_6 = F_6$	$F_6 = V_6$
$V_5 = F_5 + F_6$	$F_5 = V_5 - F_6$
$V_4 = F_4 + F_5 + F_6$	$F_4 = V_4 - (F_5 + F_6)$
$V_3 = F_3 + F_4 + F_5 + F_6$	$F_3 = V_3 - (F_4 + F_5 + F_6)$
$V_2 = F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6$	$F_2 = V_2 - (F_3 + F_4 + F_5 + F_6)$
$V_1 = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6$	$F_1 = V_1 - (F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6)$

## IV-12) Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Européennes EC8

### : 1- Méthodes de calcul selon l'EC8 :

#### a. Méthode d'analyse par forces latérales :

Peut être appliqué aux bâtiments dont la réponse n'est pas affectée de manière significative par les contributions de modes de vibration de rang plus élevé que le mode fondamental dans chaque direction principale.

#### b. Méthode d'analyse modale spectrale :

Applicable à tous les types de bâtiments

-Ce type d'analyse doit être appliqué aux bâtiments qui ne satisfont pas aux conditions pour l'application de la méthode d'analyse par forces latérales.

### 2- Hypothèse de calcul selon l'EC8 :

La forme du spectre de réponse élastique dépend des paramètres suivants :

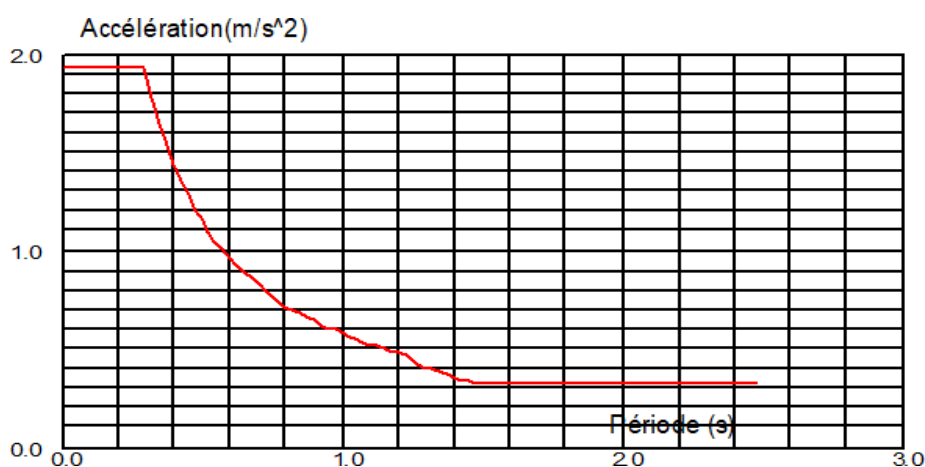


Figure IV.40 : Spectre de réponse élastique selon l'EC8

**a/ zone de sismicité :**

L'EC8 définit 5 zones de sismicité qui se distinguent par la valeur de l'accélération de référence au niveau de sol.

**Tableau IV .18.**Les zones de sismicité :

EC 8
1 (très faible)
2 (faible)
3 (modérée )
4 (moyenne)
5 (forte)

**NB :**

la zone IIa (RPA99/2003) correspond à la zone d'asismicité moyenne de l'EC8, zone 4.

**b/ catégorie du bâtiment**

Les bâtiments sont répartis en quatre catégories d'importance. Pour les bâtiments constitués de diverses parties relevant de catégories d'importance différentes, c'est le classement le plus contraignant qui s'applique à leur ensemble. (**Article 2 de l'Arrêté du 22 octobre 2010**)

**d/Coefficient d'importance du bâtiment**

Le coefficient d'importance  $\gamma_1$  est attribué à chacune des catégories d'importance de bâtiment. Les valeurs des coefficients d'importance sont données par le tableau ci-après.

**Tableau IV.19 :** la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite « à risque normal » [3

Catégorie	Description	$\gamma_1$
I	bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes dans lesquels est exclue toute activité humaine nécessitant un séjour de longue durée et non visés par les autres catégories	<b>0.8</b>
II	Bâtiments <u>courants</u> : bâtiments d'habitation individuelle ou collective, bureaux, bâtiments (commerces, bureaux, industries) limités à 300 personnes, de hauteur inférieure à 28m, parkings	<b>1.0</b> (par définition)
III	établissements scolaires, bâtiments H>28m, bâtiments +300 personnes, salles de réunion, institutions culturelles, industries	<b>1.2</b>
IV	bâtiments primordiaux pour la sécurité civile, la défense nationale, le maintien de l'ordre public, bâtiments de communication, de contrôle aérien, hôpitaux, bâtiments de production ou de stockage d'eau potable, de distribution publique de l'énergie, les centres météorologiques	<b>1.4</b>

Notre bâtiment classé dans la catégorie II selon l'EC8  $\gamma_1 = 1$

**e/ Correction d'amplification topographique :**

**Tableau IV .20 :** correction d'amplification topographique

Description	Pente	St
Topographie négligeable	$<15^\circ$	1
Versants et pentes isolées	$\geq 15^\circ$	$\geq 1.2$
Buttes larges à la base	$<30^\circ$	$\geq 1.2$
	$\geq 30^\circ$	$\geq 1.4$

Il est à inclure dans la valeur de agr définie dans l'Annexe A de l'EN 1998-2 :2004

**Tableau IV.21.** Accélération maximale de référence au niveau de sol en fonction de la zonesismique de (l'EN 1998-2 :2004) :

Zones de sismicité	agr(m/s <sup>2</sup> )
1(très faible)	0.4
2(faible)	0.7
3(modérée)	1.1
4(moyenne)	1.6
5(forte)	3

Pour notre bâtiment agr= 1.6 m/s<sup>2</sup> (zone de sismicité moyenne)

**f/ L'accélération nominale horizontale de calcul :**

L'accélération de calcul horizontale est , pour bâtiment courant en zone 4 :

$$ag = \gamma_l \times agr$$

$$ag = 1.6 \times 1$$

**g/ L'accélération nominale vertical :** avg= 0.8x ag

$$avg = 0.8 \times ag = 0.8 \times 1.6 = 1.28$$

$$avg < 2.5$$

- donc on n'a pas à utiliser le spectre vertical.

**h/ Classe de sol :**

**Tableau IV .22.** la classification des sites selon l'EC8 : L'EC8 définit la classe du sol dont les paramètres sont donnés

Eurocode 8	
Catégorie	Site
A	Site rocheux
B	Site ferme
C	Site profond de sable moyennement dense et gravier ou d'argile moyennement raide
D	Site de sol sans cohésion de densité faible à moyenne
E	Site de sol avec une couche superficielle d'alluvions repose sur un matériau plus raide
S1	Site composé ou contenant une couche argileuse de plus de 10 m d'épaisseur
S2	Site de sol liquéfiable d'argiles sensibles ou autre sol non compris précédemment

**NB :** Au sol meuble de l'RPA correspond le sol de catégorie D selon l'EC8

**Tableau IV.23 :** les paramètres des sols considérés par EC8

Classe de sol	Paramètre		
	$V_{s,30}$ (m/s)	$N_{spt}^s$ (coups/30cm)	$C_u$ (kpa)
A	>800	-	-
B	360-800	>50	>250
C	180-360	15-50	70-250
D	<180	<15	<70
E			
S1	<100 (valeur indicative)	-	10-20
S2			

### **i/ les classes de la ductilité :**

Trois classes de ductilité sont instituées par l'EC8 :

**DCL : ductilité faible** Pour un niveau bas de ductilité, les mesures ne sont mises en œuvre que pour éviter des ruptures fragiles et ne conviennent pas pour des constructions simples, régulières, relativement rigides. Les valeurs de  $q$  sont voisines de l'unité. Ce niveau de ductilité intéresse les structures d'importance stratégique élevée ou les zones de faible sismicité,

**DCM : Ductilité moyenne** Pour un niveau moyen de ductilité, les dispositions visent à mettre la structure en état de supporter quelques cycles de déformations post-élastiques répétées ou alternées, de faibles amplitudes,

**DCH : Haute ductilité** Pour un niveau élevé de ductilité, les mesures réglementaires conduisent à mettre la structure en état de dissiper d'importantes quantités d'énergie sous plusieurs cycles de déformations de grandes amplitudes. Elles sont avantageusement mises en œuvre aux zones de forte sismicité. Ce niveau de ductilité intéresse les structures de faible importance et implantés dans les zones de forte sismicité.

**Pour un bâtiment catégorie II et Zone de moyenne sismique l'EC8 recommande la DCM ; Dans notre cas on utilise le DCM.**

### **j/ correction d'amplification topographique :**

Pour les structures importantes ( $\gamma_1 > 1,0$ ), il y a lieu de tenir compte des effets d'amplification topographique.

Ce qui n'est pas le cas pour nous.

L'annexe informative A de l'EN 1998-2 fournit des informations sur les effets d'amplification topographique.

### **k/ coefficient de combinaison pour les actions variables $\psi_{E,i}$ :**

Les coefficients de combinaison  $\psi_{E,i}$  prennent en compte la probabilité que les charges  $\psi_{2i} Q_{ki}$  ne soient pas présentes sur la totalité de la structure pendant le séisme. Ces coefficients peuvent également prendre en compte une participation réduite des masses dans le mouvement de la structure, due à un liaisonnement non rigide entre elles.

$$\Psi_{E,i} = \varphi \psi_{2i}$$

**Tableau IV.24 : Le  $\varphi_i$  coefficient**

Type d'action variable	Etage	$\varphi$
<b>Catégories A à C</b>	Toit	1.0
	Etages à occupations corrélées	0.8
	Etages à occupations indépendantes	0.5
<b>Catégories D à F et archives</b>		
<b>Pont roulants (annexe France)</b>	Masse propre du pont roulant	1.0
	Masse suspendue séisme horizontal	0.0
	Masse suspendue séisme	0.2

**Tableau IV.25 : Le coefficient  $\psi_{2i}$**

Action (selon la catégorie du bâtiment)	Type de combinaison & coefficient associé		
	Fondamentale $\Psi_0$	Accidentelle $\Psi_1$	Sismique $\Psi_2$
<b>Charges d'exploitation</b> des bâtiments, catégorie (voir EN1991-1.1) :			
Catégorie A : habitation, zones résidentielles	0.7	0.5	0.3
Catégorie B : bureaux	0.7	0.5	0.3
Catégorie C : lieux de réunion	0.7	0.7	0.6
Catégorie D : commerce	0.7	0.7	0.6
Catégorie E : stockage	0.1	0.9	0.8
Catégorie F : zone de trafic, véhicules de poids $\leq 30$ kn	0.7	0.7	0.6
Catégorie G : zone de trafic, véhicules de poids $\geq 30$ kn	0.7	0.5	0.3
Catégorie H : toits	0	0	0

Notre bâtiment est à usage résidentiel, nous prenons :

$$\left. \begin{array}{l} \varphi_i = 0.5 \\ \psi_{2i} = 0.3 \end{array} \right\} \psi_{Ei} = 0.15 \implies \text{pour le calcul sismique on utilise des combinaison } G+0.15 Q$$

(masse source)

Donc d'après robot la combinaison totale est  $\mathbf{m=G+0.15 Q = 21365,615 KN}$

#### **l/prise en compte de composante verticale du séisme (EC8-1/4.3.35.2) :**

l'EC8-1 n'exige la prise en compte de la composante verticale du séisme que si l'accélération verticale  $avg > 0.25 g$

Dans notre cas  $avg = 1.6$ , la composante verticale n'est pas prise en compte.

#### **m/ composition des directions du séisme (EC8-1/4.3.3.5.2)**

Les directions du séisme doivent être prises en compte selon les combinaisons Newmark :

Dans les cas courants où la composante verticale n'est pas prise en compte, le nombre de ces combinaisons est réduit à 8 ; l'ensemble de ces combinaisons constitue le cas de charge sismique "AEd".

Le cas de charge correspondant à l'action sismique "AEd" s'ajoute ensuite aux cas de charge statique selon la combinaison :

$$\sum G_{ui} + A_{Ed}^{\pm} \psi_{Ei} Q_{ki}$$



Les combinaisons à considères sont donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+0.3Q+ (Ex+0.3Ey) \\ G+0.3Q+ (-EX+0.3Ey) \\ G+0.3Q+ (EX-0.3Ey) \\ G+0.3Q+ (-EX-0.3Ey) \\ G+0.3Q+ (0.3EX+Ey) \\ G+0.3Q+ (-0.3EX+Ey) \\ G+0.3Q+ (EX-0.3Ey) \\ G+0.3Q+ (-0.3EX-Ey) \end{array} \right.$$

#### n/ Coefficient de comportement $q$ :

Le coefficient de comportement ( $q$ ) dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité est déduit de la formule ci-après :

$$q = q_0 \cdot K_W \cdot K_R \cdot K_D \cdot K_n \geq 1.5$$

Avec :

$q_0$ : Valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de structure.

$K_D$  : Coefficient dépendant de la classe de ductilité.

$K_R$  : Coefficient dépendant de la régularité en élévation de la structure.

$K_W$  : Coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes à murs.

$K_n$  : Coefficient reflétant la densité de cloisonnement et autres éléments secondaires participant à la dissipation d'énergie.

$Q_0$  : Valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de système à portiques :  $q_0 = 5$

**Tableau IV.26** : Valeurs de base  $q_0$  du coefficient de comportement

Type de structure		$q_0$
Système à portiques		<b>5.0</b>
Système à contreventement mixte	équivalent à une ossature	<b>5.0</b>
	équivalent à un système à murs couplés	<b>5.0</b>
	équivalent à un système à murs non couplés	<b>4.5</b>
	avec murs couplés	<b>5.0</b>

<b>Système à murs</b>	avec murs non couplés	<b>4.0</b>
<b>Système à noyau</b>		<b>3.5</b>
<b>Système en pendule inversé</b>		<b>2.0</b>

Le facteur  $k_D$  dépendant de la classe de ductilité doit prendre la valeur suivante :  $K_D = 0.75$  : Pour DCM (un bâtiment catégorie II et Zone de moyenne sismique l'EC8)

La même classe de ductilité doit être adoptée dans toutes les directions de calcul

$K_R = 1$  : structure régulière en plan

$K_W = 1$  : structure régulière en élévation

$K_\eta = 1$  : on a bâtiment courant comportant une densité normale

de cloisons  $q = q_0 \cdot K_w \cdot K_D \cdot K_R \cdot K_\eta = 5 \times 0.75 \times 1 \times 1 \times 1 \Rightarrow q = 3.75 \geq 1.5$

#### o/ Les valeurs de $T_B$ , $T_C$ et $T_D$ :

Les valeurs de  $T_B$ ,  $T_C$  et  $T_D$ , à prendre en compte pour l'évaluation des composantes horizontales du mouvement sismique, exprimées en secondes sont données par le tableau suivant les valeurs de  $S$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  pour le spectre horizontal (EN1998-1 Art .3.2.2) :

**Tableau IV.27** : valeurs de paramètres décrivant les spectres de réponse élastique recommandés de type 1 :

Classe de sol	S	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$
<b>A</b>	1.0	0.15	0.4	2.0
<b>B</b>	1.2	0.15	0.5	2.0
<b>C</b>	1.15	0.20	0.6	2.0
<b>D</b>	1.35	0.20	0.8	2.0
<b>E</b>	1.4	0.15	0.5	2.0

**Tableau IV.28** : valeurs de paramètres décrivant les spectres de réponse élastique recommandés de type 2 :

Classe de sol	S	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$
<b>A</b>	1.0	0.05	0.25	1.2
<b>B</b>	1.35	0.05	0.25	1.2
<b>C</b>	1.5	0.10	0.25	1.2
<b>D</b>	1.8	0.10	0.30	1.2
<b>E</b>	1.6	0.05	0.25	1.2

**NB** : le spectre horizontal que nous allons introduire lors de la modélisation de la structure est le définit spectre élastique type 2 classe de sol D et la zone de sismicité moyenne 4.

### 3-Méthodes de calcul selon L'EC8 :

#### 1- Spectre calcul Horizontal (EN 1998-1 Art. 3.2.2) :

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B : S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) &= a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\
 T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) &\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \\
 T_D \leq T : S_d(T) &\begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}
 \end{aligned}$$

- La valeur de  $\beta$  : selon [3] (Art-3.2.2.5 (4)) recommandée est de 0.2  
La valeur devant être attribuée à  $\beta$  pour être utilisée dans un pays peut être trouvée dans l'annexe nationale au présent document. La valeur recommandée est  $\beta = 0,2$ .
- Classe de sol : Au sol meuble de l'RPA99/v2003 correspond le sol de catégorie D selon l'EC8 (tableau 2.6).
- Le spectre horizontale que nous allons introduire lors de la modélisation de la structure est le définit spectre élastique (spectre de calcul  $S_d(T)$ ).

On prend classe de sol D donc :  $T_B= 0.1$ ,  $T_C=0.3$ ,  $T_D= 1.2$  avec  $S=1.8$  et  $a_g= 1.6\text{m/s}^2$

#### 2-Estimation de la période fondamentale de la structure :

Périodes du bâtiment données par le programme ROBOT :  $T_x=0.45$  s ;

$T_y=0.46$ s

**Tableau IV.29:** Réactions à la base obtenue par Autodesk Robot Structural

## Analysis

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
3/ 1	0,46	0,00	73,12	0,00	73,12	2153423,318	2153423,318
3/ 2	0,45	75,85	73,12	75,85	0,00	2153423,318	2153423,318
3/ 3	0,36	75,95	73,12	0,10	0,00	2153423,318	2153423,318
3/ 4	0,13	75,96	89,76	0,00	16,64	2153423,318	2153423,318
3/ 5	0,13	89,89	89,76	13,93	0,00	2153423,318	2153423,318
3/ 6	0,09	89,89	89,76	0,00	0,00	2153423,318	2153423,318
3/ 7	0,08	89,89	93,82	0,00	4,06	2153423,318	2153423,318
3/ 8	0,08	89,89	93,82	0,00	0,00	2153423,318	2153423,318
3/ 9	0,07	89,89	93,82	0,00	0,00	2153423,318	2153423,318
3/ 10	0,07	95,22	93,82	5,33	0,00	2153423,318	2153423,318

Par comparaison T estimé par la relation de l'Eurocode 8.

Estimation de la période du bâtiment par une formule approchée (pour les bâtiments jusqu' à 40m de hauteur) :

$$T = CThN^{3/4}$$

Où :

$$CT = 0,05 \quad \text{autre structure}$$

$$H = 18,90 \text{ m} \quad \text{hauteur du bâtiment}$$

$$T = 0,05 \times 18,90^{3/4} \Rightarrow \quad \mathbf{T = 0,45 \text{ s}}$$

$T_1$  : est la période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction considérée :

$$(T_1 = \min(T, T_x, T_y) = \min(0,45 ; 0,45 ; 0,46)$$

$$\Rightarrow \quad \mathbf{T_1 = 0,45 \text{ s}}$$

### 3- Effort tranchant à la base de la structure :

L'effort tranchant sismique  $F_b$  appliquée à la base, dans chaque direction principale, est déterminé comme suit :

$$F_b = \lambda S_d(T_1).m$$

Avec :

$F_b$  : Effort tranchant sismique à la base.

$S_d(T_1)$  : est l'ordonnée du spectre de calcul pour la période  $T_1$ .

$T_1$  : Période fondamentale de vibration du bâtiment pour le mouvement de translation dans la direction Considérée  $T_1 \leq \begin{cases} 4T_c \\ 2.0 \text{ s} \end{cases}$

$m$  : la masse total du bâtiment au-dessus des fondation ou du sommet d'un soubassement rigide.

$\lambda$  : coefficient correctif de correction dont la valeur est égale à  $\lambda=0.085$  si

$T_1 \leq 2T_c$  et si le bâtiment a plus de deux étage  $\lambda=1$

### 4- L'effort tranchant à la base de la structure :

Les valeurs des paramètres sismiques de l'ouvrage sont :

**Tableau IV.30 Les paramètres sismique de l'EC8.**

Paramètres	Résultats
$a_{\text{lieu}}(\text{m/s}^2)$	1,6
$q$	3.75
$S$	1,8
$T_B$ (s)	0,10
$T_C$ (s)	0,30
$T_D$ (s)	1,2
$\beta$	0,2

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

**Avec :**

$\lambda$ : est le coefficient de correction, dont la valeur est égale à :  $\lambda = 1,0$ . le bâtiment a plus de deux étages.

$m$  : est la masse totale du bâtiment, au-dessus des fondations ou du sommet d'un soubassement rigide donne par logiciel robot  $m=21365,615$  KN

$$T_1 = 0,45 \text{ s}$$

**Donc :**

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

$$T_C = 0,30 \text{ s} < T = 0,453 \text{ s} < T_D = 1,2 \text{ s}$$

**Calcul de L'accélération spectral de calcul :**

$$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left[ \frac{T_C}{T} \right] = 1,6 \times 1,8 \cdot (2,5/3,75) \cdot (0,30/0,45) = 1,28 \text{ m/s}^2$$

$$S_d(T) \geq \beta \cdot A_g = 0,2 \times 1,6 = 0,32 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$S_d(T) = 1,28 \text{ m/s}^2 = 0,128 \text{ g} \cdot \text{avec } g = 10 \text{ m/s}^2$$

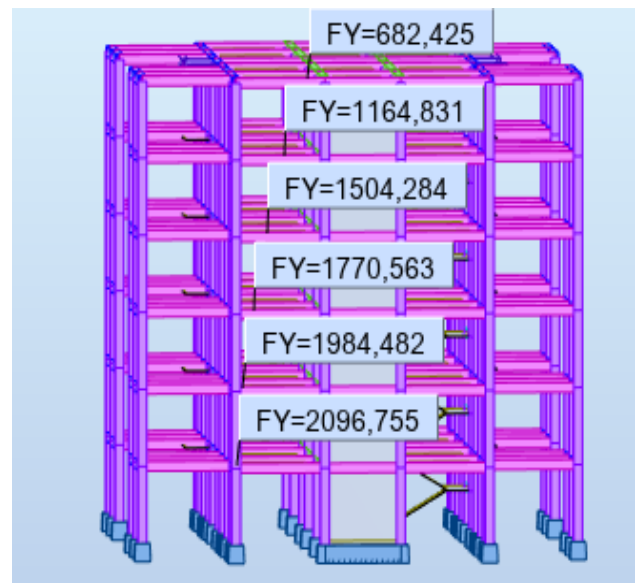
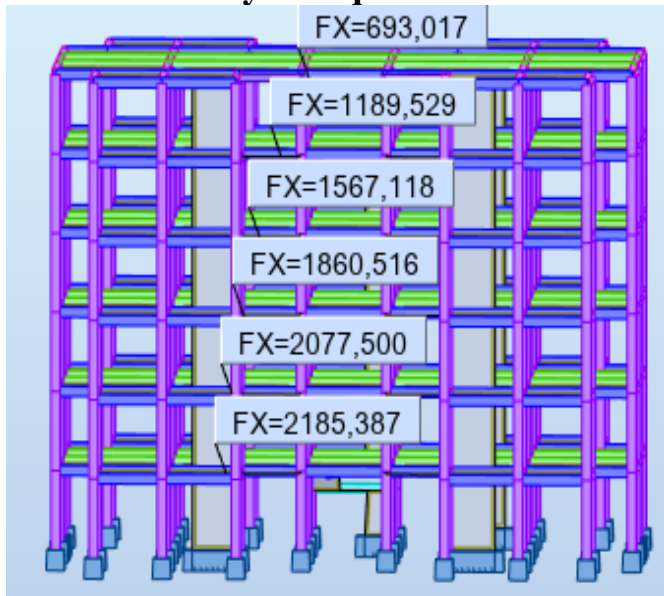
➤ **Calcule de l'effort tranchant à la base de la structure :**

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

$$F_b = 0,128 \times 21365,615 \times 1 = 2734,80 \text{ KN} \Rightarrow F_b = 2734,80 \text{ Kn}$$

### 5- Résultats dynamiques du robot :

- Selon EX : V dynamique = 2185.387 KN      Selon Ey : V dynamique = 2096.755 KN



### 6- Vérification des déplacements latéraux inter-étage :

L'article 4.4.3.2 de l'Eurocode 8 définit une limitation pour le déplacement relatif de calcul entre étages ( $dr$ ) des bâtiments soumis à des actions sismiques. Cette limitation vise à protéger les éléments non structuraux et à garantir le confort des occupants pendant et après un séisme.

La formule de limitation est la suivante :

$$dr \nu \leq 0,0075h \text{ avec}$$

- $dr$  : déplacement (relatif) de calcul entre étages .
- $h$  : hauteur entre étages ;
- $\nu$  : coefficient de réduction. ( $\nu = 0.5$  pour un bâtiment de catégorie d'importance II avec des éléments non structuraux ductiles)

## ➤ Sens longitudinal

**Tableau IV.31** : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX

Cas/Etage	UX [cm]	dr UX [cm]
8/ 1	0,353	0,353
8/ 2	0,973	0,620
8/ 3	1,661	0,688
8/ 4	2,315	0,653
8/ 5	2,881	0,566
8/ 6	3,343	0,462

$$dr \text{ max} = 0.688 \text{ cm} \leq 0,0075 \times 315 = 2.3625 \text{ cm}$$

=> condition vérifiée

## ➤ Sens transversale :

**Tableau IV .32** : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY

Cas/Etage	UY [cm]	dr UY [cm]
9/ 1	0,321	0,321
9/ 2	0,882	0,562
9/ 3	1,551	0,668
9/ 4	2,254	0,704
9/ 5	2,933	0,678
9/ 6	3,514	0,582

$$dr \text{ max} = 0.704 \text{ cm} \leq 0,0075 \times 315 = 2.3625 \text{ cm}$$

=> condition vérifiée

**Note** : Vous pouvez l'utilisation des résultats du calcul des déplacements inter-



étages est essentielle pour le dimensionnement adéquat d'un joint de dilatation dans les bâtiments.

### 7-P-Delta Eurocode 8 :

Cette vérification est effectuée en considérant les sollicitations  $E_d$  calculée par l'analyse de la structure sans prendre en compte les effets du second ordre (effets P- $\Delta$ ) si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux du bâtiment :

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10$$

$\theta$  : est le coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages

$P_{\text{tot}}$  : la charge gravitaire totale due à tous les étages situés au-dessus de l'étage considéré

$d_r$  : est calculé sur base de déplacements réels  $d_s = qd$

$V_{\text{tot}}$  : est l'effort tranchant sismique total au niveau considéré ;  $h$  est la hauteur du niveau, entre étages. Cette relation exprime simplement que le moment de 2nd ordre  $P_{\text{tot}}d_r$  est suffisamment inférieur au moment de 1er ordre appliqué aux poteaux de l'étage considéré, soit  $V_{\text{tot}}$ , pour qu'on puisse négliger

Son effet. Si  $0,1 < \theta \leq 0,2$ , les effets du second ordre peuvent être pris en compte approximativement majorant les effets de l'action sismique  $E_d$  calculés par l'analyse de 1er ordre par  $1/(1 - \theta)$ . Si  $0,2 < \theta \leq 0,3$ , un calcul explicite de l'effet P- $\Delta$  est requis.  $\theta$  ne peut pas dépasser 0,3.

#### ➤ Sens longitudinal :

**Tableau IV.33** : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX

Etage	P(KN)	$\Delta$ (cm)	V(KN)	h(m)	$\theta$	Vérification
RDC	-21365,62	0,353	2185,387	3,15	0,010955979	OK
2	-17571,97	0,62	2077,5	3,15	0,016647944	OK
3	-14035,52	0,688	1860,516	3,15	0,016476809	OK
4	-10499,08	0,653	1567,118	3,15	0,013888393	OK
5	-6962,628	0,566	1189,529	3,15	0,010517295	OK
6	-3424,149	0,462	693,017	3,15	0,007246698	OK

## ➤ Sens transversale :

Tableau IV.34 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY

Etage	P(KN)	Δ(cm)	V(KN)	h(m)	θ	Vérification
RDC	-21365,62	0,321	2096,755	3,15	0,01038394	OK
2	-17571,97	0,562	1984,482	3,15	0,015797891	OK
3	-14035,52	0,668	1770,563	3,15	0,016810598	OK
4	-10499,08	0,704	1504,284	3,15	0,015598518	OK
5	-6962,628	0,678	1164,831	3,15	0,012865581	OK
6	-3424,149	0,582	682,425	3,15	0,009270649	OK

## Commentaire :

La condition  $\theta < 0,10$  est vérifiée.

Donc: l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

## 8-Distribution des forces sismiques horizontales :

$$F_i = F_b \times \frac{z_i \times m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

$F_i$  = force horizontale agissant à chaque niveau  $i$

$F_b$  = effort tranchant à la base

$m_i$  et  $m_j$  = masses des niveaux

$z_i$  et  $z_j$  = hauteur des masses  $m_i$  et  $m_j$  au-dessus du niveau d'application de l'action sismique

Tableau IV.35 : Efforts sismiques pour chaque niveau :

Niveau	Zi(m)	m(KN)	Zi * mi	Fb(KN)	∑Zi*mi	Fi (KN)
6	18,9	3793,64	71699,85	2734.80	238456,07	822,31
5	15,75	3536,45	55699,06	2734.80	238456,07	638,80
4	12,6	3536,45	44559,24	2734.80	238456,07	511,04
3	9,45	3536,45	33419,43	2734.80	238456,07	383,28
2	6,3	3538,48	22292,42	2734.80	238456,07	255,67
1	3,15	3424,15	10786,07	2734.80	238456,07	123,70

Tableau IV.36 : Moment de renversement

Niveau	di(m)	Fi(KN)	(di * Fi)KN.m
6	18,9	822,31	15541,65
5	15,75	638,80	10061,10
4	12,6	511,04	6439,11
3	9,45	383,28	3622,00
2	6,3	255,67	1610,70
1	3,15	123,70	389,66
		$\sum MR_s =$	37664,23

La formule du moment résistant est la suivante :

$$MRd = \sum Rd_i \times bi = 21365.615 \times 10.05 = 214724.43 \text{ Kn.m}$$

avec :

- **MRd** est le moment résistant en kN·m
- **Rd,i** est la résistance d'un élément de la structure en kN
- **di** est la distance horizontale entre le centre de gravité de l'élément et le point de basculement en m

La structure est respectée la condition suivante:

$$MRd \geq MR_s \quad \text{donc C'est vérifié vis-à-vis du renversement.}$$

#### IV.13 : Eude comparative des résultats :

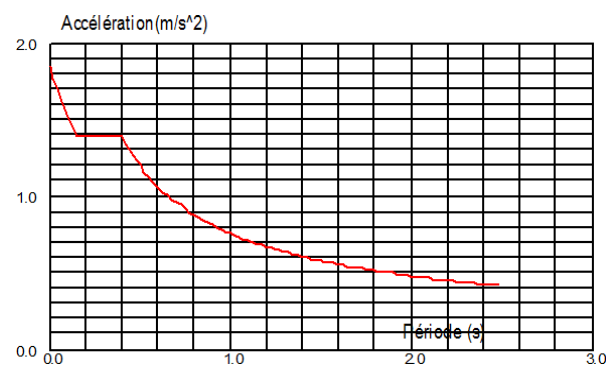
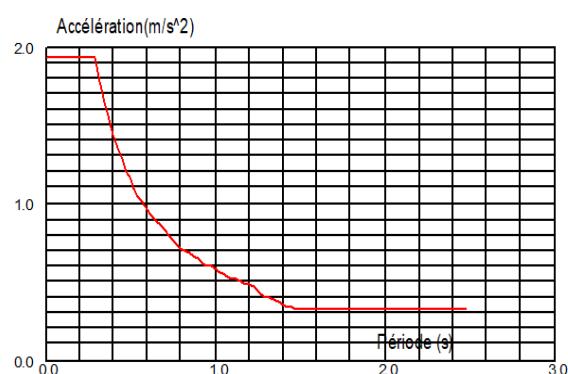
##### IV.13.1.Comparaison des paramètres sismique :

Tableau IV.37 : Comparaison des paramètres sismique

Paramètre sismique	RPA99/2003	EC8
Zone de sismicité	4	IIa
Catégorie d'importance du bâtiment	II	II
Classe de sol	S3	D
Accélération nominale	A=0.15	Agr=1.6
Coefficient de comportement	R=3.5	q=3.75
Coefficient de masse partielle	$\beta = 0.2$	0.15
Combinaison d'action	G+Q+E 0.8G+E	G+0.3Q+E G+E

Différences remarquées:

- ✓ Accélération nominale: La valeur de l'accélération nominale diffère entre RPAv2003 et EC8, une valeur plus élevée étant donnée dans EC8, indiquant des exigences de conception plus strictes.
- ✓ Coefficient de comportement: La valeur du facteur de comportement diffère entre RPAv2003 et EC8, une valeur plus élevée étant donnée dans EC8, indiquant un comportement plus linéaire du bâtiment lors d'un séisme.
- ✓ Coefficient de masse partielle: La valeur du facteur de masse partielle diffère entre RPAv2003 et EC8, une valeur plus faible étant donnée dans EC8, indiquant une répartition plus concentrée des effets du séisme sur le bâtiment.
- ✓ Combinaison d'actions: La combinaison d'actions diffère entre RPAv2003 et EC8, une combinaison plus stricte étant utilisée dans EC8, en tenant compte de toutes les charges simultanément.

**IV.13.2. Comparaison des spectres de réponses :**

**Figure IV.41** Spectre de réponse l'EC8 **Figure IV.42.** Spectre de réponse selon RPA99

**Commentaire :**

- ✓ Les deux spectres de réponse sont valides pour le calcul, mais il existe quelques différences clés entre les deux approches.
- ✓ Ces différences peuvent avoir des implications pour la conception parasismique, et il est important de choisir la méthode appropriée en fonction des caractéristiques spécifiques du site et de la structure.
- ✓ Le spectre de réponse défini dans la norme européenne EC8 est fortement influencé par la catégorie de sol.

### Comparaison des résultats :

**Tableau IV.38 : Comparaison des résultats**

Paramètre	RPA99/2003	EC8
<b>Déplacements inter-étages relatifs (cm)</b>		
<b>dr x</b>	0,617	0,688
<b>dr y</b>	0,648	0,704
<b>Efforts tranchants à la base (kN)</b>	Dynamique	
<b>Vx</b>	2 041,05	2 185,38
<b>Vy</b>	1 984,87	2 096,75
<b>Efforts tranchants à la base (kN)</b>	Statique	
<b>Vx</b>	2 117,48	2 734,80
<b>Vy</b>	2 117,48	2 734,80

#### IV.14.Conclusion :

Dans cette étude parasismique, on a effectué une analyse comparative des résultats obtenus pour chaque paramètre considéré, zonage, classification des ouvrage, coefficient de comportement, l'effort tranchant à la base, la ductilité... etc. pour une structure (Poteaux poutres).

- On constate que, pour le cas de ce projet, les valeurs des efforts tranchants à la base dynamiques EC8 sont légèrement plus élevées que les valeurs RPAv2003, ce qui indique une approche plus prudente dans l'estimation des forces induites par le séisme à la base de la structure. RPAv2003 fournit également des efforts tranchants à la base statiques, qui ne sont pas fournis dans EC8.

- Les déplacements inter-étages relatifs EC8 sont légèrement plus élevés que les valeurs RPAv2003, indiquant une approche plus prudente dans l'estimation des déformations inter-étages.

- La seule explication que nous pouvons donner concerne ce résultat c'est la différence entre les combinaisons d'action sismique et le spectre de réponse élastique.

- Les valeurs spécifiques fournies dans le tableau peuvent varier en fonction des caractéristiques spécifiques du bâtiment et des conditions sismiques, car la définition de l'action sismique dépend de plusieurs paramètres qui diffèrent d'un projet à un autre.

# **Conclusions Générales**

# CONCLUSION GÉNÉRALE

Les tremblements de terre sont l'une des catastrophes naturelles les plus destructrices, ce qui oblige les pays exposés à leurs risques à établir des normes sismiques qui régulent la conception des bâtiments et définissent les exigences de sécurité structurelle. Ces normes varient d'un pays à l'autre et tiennent compte des caractéristiques géologiques et topographiques de chaque région.

Cette étude vise à effectuer une comparaison entre les normes sismiques algériennes RPA99/2003 et européennes EC8 dans en analysant un bâtiment en béton armé en R+5 à usages d'habitation. Ce bâtiment est implanté à Constantine, classée en Zone IIa selon le règlement parasismique Algérien.

Cette comparaison est d'actualité en raison des différences de contextes géologiques, géographiques et topographiques entre l'Algérie et l'Europe, ce qui se reflète dans les méthodologies d'évaluation sismique.

L'étude s'est basée sur une modélisation 3D d'un bâtiment à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis 2021. Les paramètres de conception ont été extraits des deux normes pour calculer les spectres de conception et évaluer le comportement du bâtiment sous des charges statiques et dynamiques. L'étude a inclus une analyse approfondie des différences entre les normes en ce qui concerne la classification des zones sismiques, les spectres de réponse, les équations de calcul de la période fondamentale, la détermination du facteur d'amortissement et les combinaisons de charges.

Les résultats de l'étude ont montré des différences essentielles entre les normes sismiques algériennes et européennes dans divers aspects de la conception sismique. Ces différences comprennent :

## ➤ **Classification des zones**

Les zones sismiques selon l'eurocode 8 et RPA99/v2003 sont classés en quatre zones. Ce paramètre est intégré dans le calcul des spectres dans L'Eurocode8.

Cependant, dans RPA99/v2003, ce paramètre est considéré avec le paramètre de la classification des ouvrages dans le calcul de la force sismique à la base.

#### ➤ **Classifications des ouvrages**

L'Euro code8 et le RPA 99/v2003 classent les ouvrages selon leurs importances en 4 catégories. La différence entre les deux codes réside dans la prise en compte de ce paramètre dans le calcul de la force sismique à la base. L'EC8, considère ce paramètre par le coefficient d'importance . Par contre, RPA99/v2003, le considère en combinaison avec la classification des zones dans un seul coefficient qui est le coefficient d'accélération des zones A.

#### ➤ **Classe de ductilité des structures**

L'Eurocode 8 divise la ductilité des structures en trois classes ; à savoir : DCL (Classe de Ductilité Limitée),DCM (Classe de Ductilité Moyenne) et DCH (Haute Classe de Ductilité). Cependant, le RPA99/v2003 considère d'une manière implicite une classe de ductilité élevée qui correspond à la troisième classe de ductilité DCH de l'Eurocode8.

#### ➤ **Coefficients de comportement**

Ce coefficient dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité des structures expliqués précédemment. Dans l'EC 8 est déterminé par une formule approché par contre dans le RPA99/V2003 est donné par des valeurs selon le type de contreventement.

#### ➤ **Spectre de réponse élastique**

Eurocode8 préconise trois spectres de réponse suivant le type de sol, par contre RPA99/v2003 adopte un seul spectre de réponse élastique horizontale de calcul, similaire au 3eme spectre de l'EC8.

#### ➤ **Les règles de conception et calcul sismique**

Les deux codes EC8 et RPA99/v2003 adopte les mêmes principes de conception des bâtiments dans les zones sismiques, à savoir : la simplicité, l'uniformité, la symétrie, la résistance et la rigidité dans les deux directions ainsi que les fondations appropriées.



### ➤ Méthodes de calcul de la force sismique

Pour le calcul de la force sismique, l'Eurocode 8 utilise la méthode d'analyse par forces latérales, or RPA99/V2003 utilise méthode statique équivalente. Or, la méthode d'analyse modale spectrale est adoptée par les deux codes.

Cette étude a montré les différences fondamentales entre les normes sismiques algériennes et européennes dans divers aspects de la conception sismique. J'espère que les résultats de cette étude contribueront à une meilleure compréhension des différences entre les normes sismiques algériennes et européennes, permettant le développement de méthodologies de conception plus efficaces et efficientes pour les bâtiments en Algérie, d'autant plus que les codes algériens sont actuellement en cours de révision.

À travers cette étude il est à conclure que la réglementation parasismique Algérienne reste toujours insuffisante en matière de conception et de réalisation d'ouvrages capables de résister aux effondrements au vu des constatations faites durant tous les séismes qui nous ont frappés et marqués.

Après la comparaison faite et dans le cadre de la contribution à l'amélioration de la réglementation existante qui consiste à corriger les défaillances observées et adaptation aux normes européennes par les propositions des recommandations suivantes :

- Ajouter d'autres classes de sites pour une meilleure reconnaissance des zones liquéfiables ou instables ;
- Appliquer des Règles Algériennes parasismique sur les bâtiments existants ;
- Revoir les coefficients de comportement pour les structures autostables avec insertion de la maçonnerie et pour les structures mixtes ;
- Définir aussi des degrés de ductilités pour les structures en fonction de la qualité d'exécution et du contrôle ;
- Adopter un même spectre de calcul simplifié pour le calcul statique et dynamique sans aucune majoration ;

- Actualisé les méthodes de calcul sismique, en introduisant les méthodes non linéaires dans le calcul des structures tel que pushover ;
- Amélioration des exigences de conception parasismique ;
- Mise à jour des normes relatives aux matériaux utilisés dans la construction parasismique ;
- Révision de toutes les lois et règlements relatifs à la construction et s'assurer qu'ils sont conformes aux exigences de conception parasismique modernes ;
- Mise à jour ou adoption de nouvelles lois pour garantir l'application efficace des exigences de construction parasismique ;
- Soutenir le développement de nouvelles technologies de construction parasismique.

## Références bibliographiques

---

[1] GÉNIE PARASISMIQUE Conception et dimensionnement des bâtiments by Pierino Lestuzzi (author), Marc Badoux (author)

[2] RPA-99/v2003. Règles parasismiques Algériennes 1999 - Version 2003. DTR-BC 248 - CGS, Alger, 2003.

[2] Eurocode 8 : Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes et document d'application national, Décembre 2000, France.

[3] ZEBIRI, K. et SALHI Y. ÉTUDE STRUCTURELLE D'UN BÂTIMENT EN BÉTON ARMÉ « 2 Sous-sols R+15 ÉTAGES » AUSAGE MULTIPLE. Tlemcen, MASTER, soutenue en mai 2016, Université Abou Bekr Belkaid, 168p.

[4] SANA'A A., Etude de structure d'une Gare Routière, UNIVERSITE LIBANAISE, MASTER, soutenue en 2012, LIBAN, 183p.

[5] KASSOUL, A, Yousfi M, BOUKORSI E.et ELKHEIRI N, COMPARAISON DES NORMES EURO CODE 8 (EC8) ET LES REGLES PARASISMIQUES

[6] Multon S, BETON ARME Eurocode 2, INSA - Université Paul Sabatier 3 Toulouse, 30/11/2012, 154p

[7] Tp\_parasismique\_RSA\_EC8\_dec\_2010, S, BALMAIN, L'EUROCODE 8 et ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS, décembre 2010, 36p.

- Outils d'intelligence artificielle (GEMINI ,CHatGPT,Perplexity,.....)

### LOGICIEL

- ✓ Logiciel de Robot2021.
- ✓ EXCEL 2021.
- ✓ WORD 2021

## Annexe d'analyse RPA :

Propriétés du projet: **Structure R+5**

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 12.850 (m)

Y = 10.100 (m)

Z = 10.473 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

I<sub>x</sub> = 89102895.551 (kg\*m<sup>2</sup>)

I<sub>y</sub> = 137079563.691 (kg\*m<sup>2</sup>)

I<sub>z</sub> = 140207575.281 (kg\*m<sup>2</sup>)

Masse = 1437460.443 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 12.851 (m)

Y = 10.095 (m)

Z = 10.601 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

I<sub>x</sub> = 225827239.178 (kg\*m<sup>2</sup>)

I<sub>y</sub> = 341389386.283 (kg\*m<sup>2</sup>)

I<sub>z</sub> = 348483788.043 (kg\*m<sup>2</sup>)

Masse = 2198176.808 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds: 12491

Nombre de barres: 683

Eléments finis linéiques: 3613

Eléments finis surfaciques: 11607

Eléments finis volumiques: 0

Nbre de degrés de liberté stat.: 74496

Cas: 20

Combinaisons: 15

### Liste de cas de charges/types de calculs

**Cas 1** : G

**Type d'analyse: Statique linéaire**

**Cas 2** : Q

**Type d'analyse: Statique linéaire**

**Cas 3** : Modale

**Type d'analyse: Modale**

### Données:

Mode d'analyse : Modal  
Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations  
Nombre de modes : 10  
Limites : 0.000  
Coefficient des masses participantes : 0.000

**Cas 4** : E\_X  
**Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)**

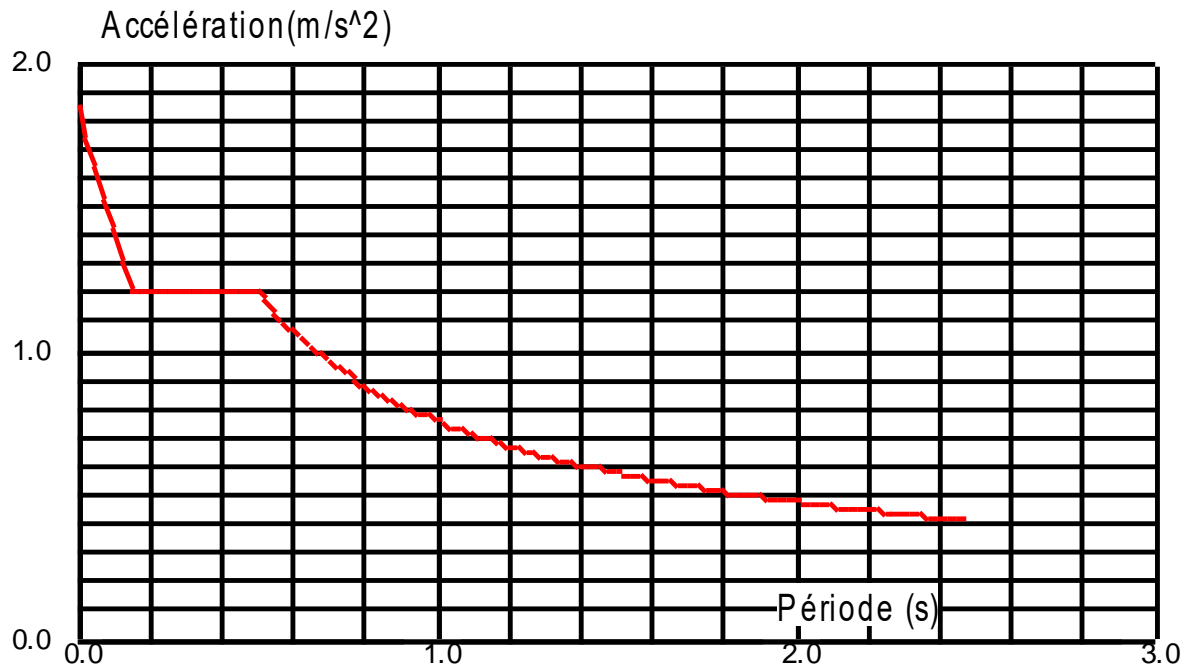
**Excentricité de masse**                    **ex = 0.050 (m)**                    **ey = 0.050 (m)**

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000



**Données:**

Zone : IIa  
Usage : 2  
Assise : S3  
Coefficient de qualité : 1.200  
Coefficient de comportement : 3.500  
Amortissement : X = 10.00 %

**Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement :  $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.764$

A = 0.150

T<sub>1</sub> = 0.150

T<sub>2</sub> = 0.500

**Cas 5** : E\_Y  
**Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)**

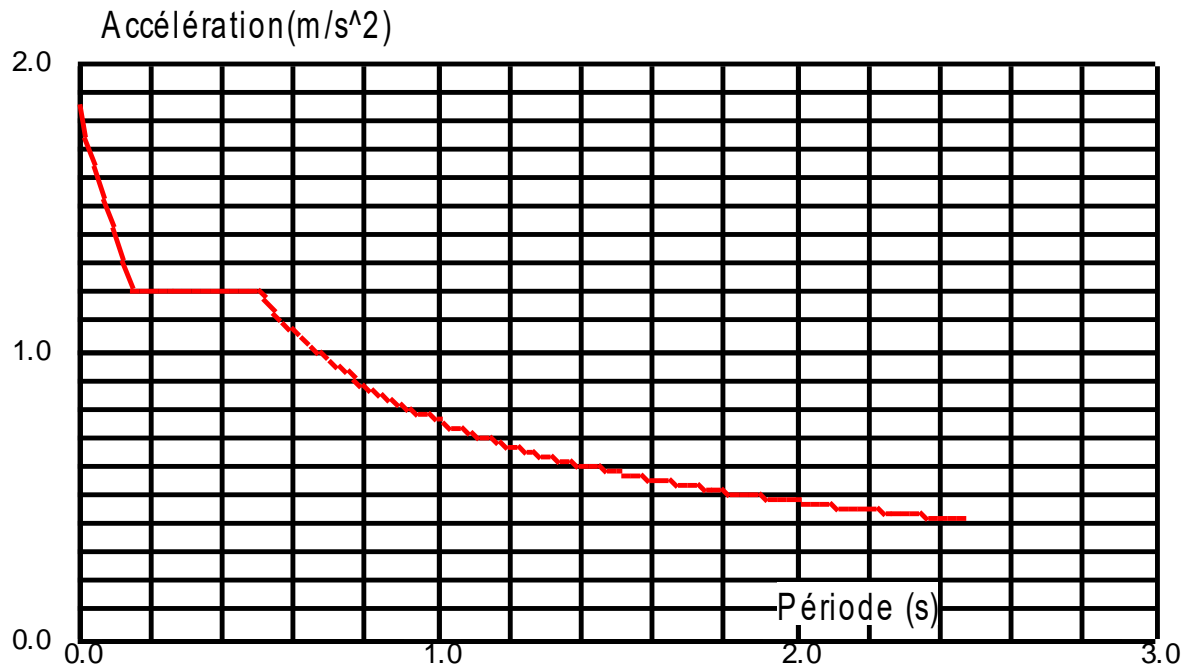
**Excentricité de masse**                    **ex = 0.050 (m)**                    **ey = 0.050 (m)**

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000



**Données:**

Zone	:	Ila
Usage	:	2
Assise	:	S3
Coefficient de qualité	:	1.200
Coefficient de comportement	:	3.500
Amortissement	:	x = 10.00 %

**Paramètres du spectre:**

Correction de l'amortissement	:	$\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} =$	0.764
$A =$	0.150		
$T_1 =$	0.150	$T_2 =$	0.500

**Cas 6** : ELU  
**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Cas 7** : ELS  
**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Cas 8** : G+Q+EX  
**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Cas 9** : G+Q-EX  
**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Cas 10** : G+Q+EY  
**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Cas 11** : G+Q-EY  
**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Cas 12** : G+Q+1.2EX  
**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

## **Annexe d'analyse EC8**

Propriétés du projet: **Structure R+5**

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 12.850 (m)

Y = 10.100 (m)

Z = 10.473 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

I<sub>x</sub> = 89102895.551 (kg\*m<sup>2</sup>)

I<sub>y</sub> = 137079563.691 (kg\*m<sup>2</sup>)

I<sub>z</sub> = 140207575.281 (kg\*m<sup>2</sup>)

Masse = 1437460.443 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 12.851 (m)

Y = 10.095 (m)

Z = 10.601 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

I<sub>x</sub> = 224731683.991 (kg\*m<sup>2</sup>)

I<sub>y</sub> = 339824310.966 (kg\*m<sup>2</sup>)

I<sub>z</sub> = 346882760.872 (kg\*m<sup>2</sup>)

Masse = 2178686.405 (kg)

Description de la structure

Nombre de noeuds: 12491

Nombre de barres: 683

Eléments finis linéiques: 3613

Eléments finis surfaciques: 11607

Eléments finis volumiques: 0

Nbre de degrés de liberté stat.: 74496

Cas: 26

Combinaisons: 18

### **Liste de cas de charges/types de calculs**

**Cas 1** : G

**Type d'analyse: Statique linéaire**

**Cas 2** : Q

**Type d'analyse: Statique linéaire**

**Cas 3** : Modale

**Type d'analyse: Modale**

**Données:**

Mode d'analyse : Modal  
Type de matrices de masses : Concentrée sans rotations  
Nombre de modes : 10  
Limites : 0.000  
Coefficient des masses participantes : 0.000

**Cas 4** :  $G+0.3Q+(EX+0.3Ey)$   
**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

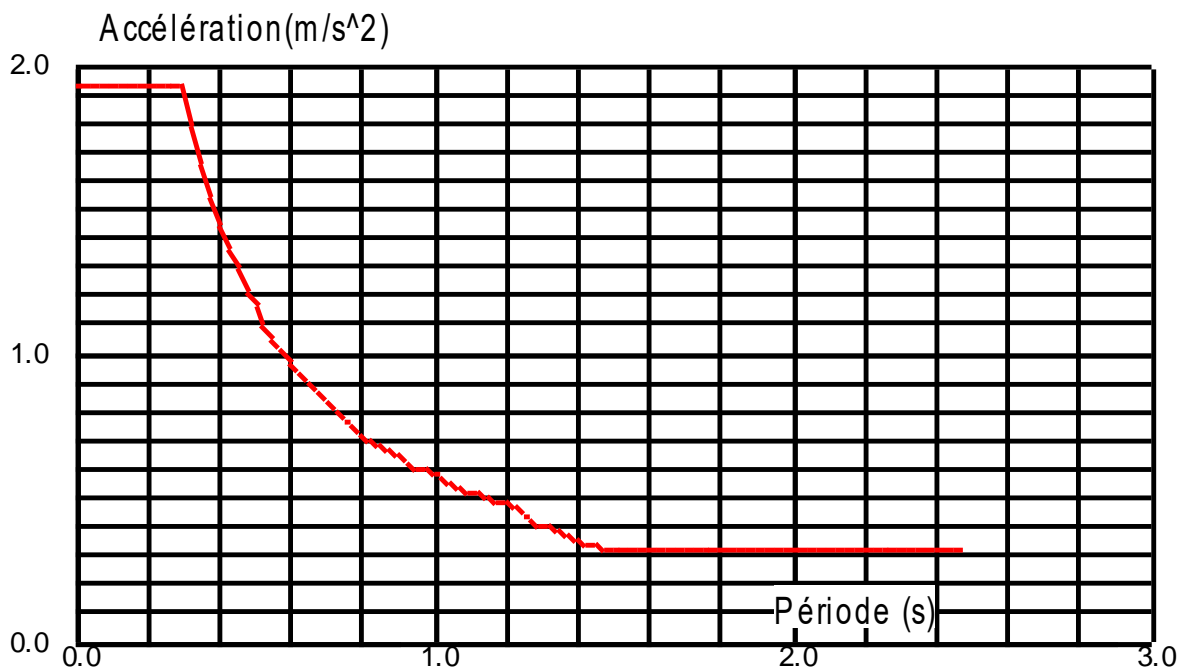
**Cas 5** :  $G+0.3Q-EX+0.3EY$   
**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Cas 6** : ELU  
**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Cas 7** : ELS  
**Type d'analyse: Combinaison linéaire**

**Cas 8** : Sismique EC 8 Dir. - masses\_X  
**Type d'analyse: Sismique - EC8**

**Excentricité de masse**      **ex = 5.000 (%)**      **ey = 5.000 (%)**  
Direction de l'excitation:  
X = 1.000  
Y = 0.000  
Z = 0.000



**Données:**

Site : D  
Spectre : De calcul  
Type de spectre : 2



Direction : Horizontale  
Coefficient de comportement : 3.750

**Paramètres du spectre:**

Accélération :  $a_g = 1.600$   
Amortissement :  $\xi = 10.00 \%$   
Correction de l'amortissement :  $\eta = [10/(5+\xi)]^{0.5} = 0.816$

S = 1.800  $\beta = 0.200$   $T_B = 0.100$   $T_C = 0.300$   $T_D = 1.200$

**Cas 9** : Sismique EC 8 Dir. - masses\_Y  
**Type d'analyse: Sismique - EC8**

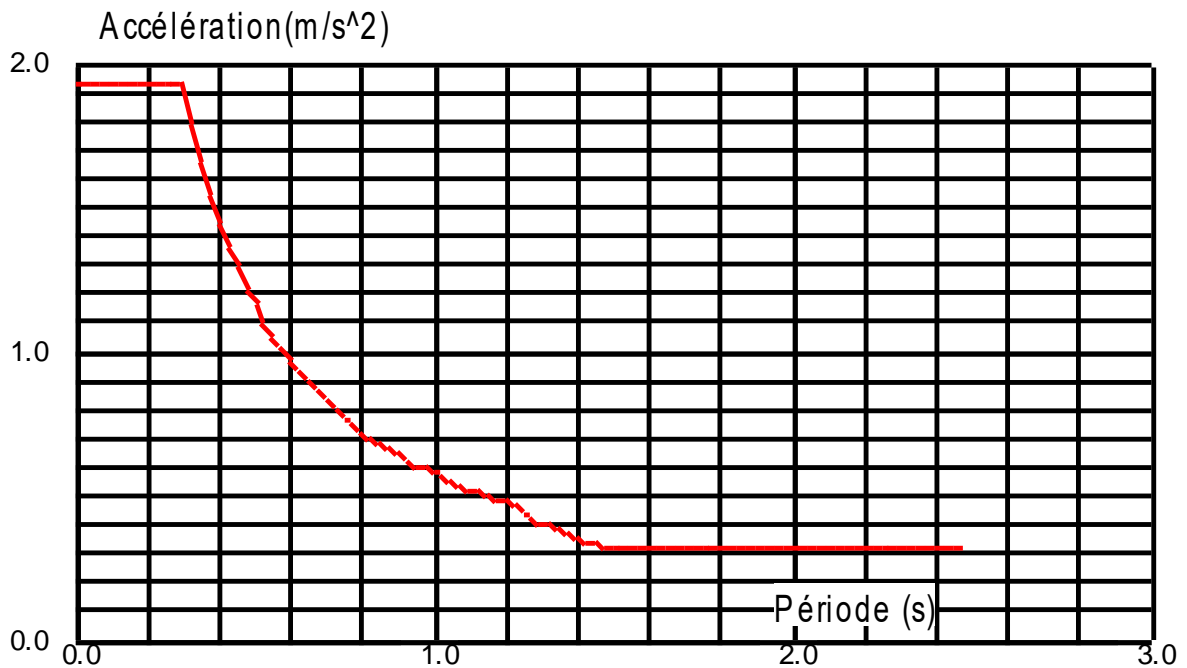
**Excentricité de masse**  $ex = 5.000 (\%)$   $ey = 5.000 (\%)$

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000



**Données:**

Site : D  
Spectre : De calcul  
Type de spectre : 2  
Direction : Horizontale  
Coefficient de comportement : 3.750

**Paramètres du spectre:**

Accélération :  $a_g = 1.600$   
Amortissement :  $\xi = 10.00 \%$