

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

Université Saad Dahleb Blida  
Faculté des technologies  
Département Génie civil



**Mémoire de fin d'étude**

Pour l'obtention du diplôme de master en génie civil

Spécialité : Structure

Thème :

**Etude de renforcement d'un bâtiment en béton  
armé en RDC+05 étages à usage d'habitation  
endommagé suite au séisme de Boumerdès de 2003**

Réalisé par :

- **NIRI Nour El Houda**
- **LOUAHDI Brahim Nazim**

Encadré par :

**Promoteur** : Dr. BOUKRI Mehdi – Directeur de Recherche  
Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger.

**Co-Promoteur** : Dr. BENSALAH Mohamed Draidid – Maître de Conférences B  
Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique (ENSH), Blida.

Devant le jury composé de :

**Président** : DERBAL ISMAIL

**Examineur** : CHORFA CHERIFA

**Blida1, Septembre 2022**

# **REMERCIEMENTS**

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre  
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Tous d'abord, nous tenons à remercier Allah le Clément et le Miséricordieux  
de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.*

*Un grand merci, bien qu'à notre sens il ne saurait être assez grand, également à  
notre promoteur **Dr. BOUKRI Mehdi** et notre Co-promoteur **Dr. BENSALAH  
Mohamed Draidî** pour ses remarques objectives et ses conseils avisés lors de  
l'élaboration de ce projet de fin d'étude.*

*Aux membres des jurys qui nous ont fait l'honneur d'examiner notre modeste  
travail.*

*A nos parents pour leur présence constante à nos côtés, leurs encouragements  
dans les moments difficiles et leur soutien inconditionnel tout au long des  
années.*

*À tous nos amis pour leur aide, patiences, leur compréhension et leur  
encouragement.*

*A tous nos amis pour leur soutien, aide, leur compréhension et leur  
encouragement. Ainsi que toute personne ayant contribué à l'achèvement de ce  
projet, directement ou indirectement.*

## *Dédicaces*

*Avec l'expression de ma reconnaissance, Je dédie ce mémoire a ceux qui, quelle que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour le plus sincère.*

*A mes grands-parents et mon oncle Allah« yerhamhom» qui ont toujours étai là pour me soutenir et me donner tant d'amour.*

*A mes chères parents qui ont souffert sans me laisser souffrir, qui n'ont jamais dit non à mes exigences et qui n'ont épargné aucun effort pour me rendre heureux, je leur doit ma vie, ma réussite et tout mon respect.*

*A ma chère petite sœur qui sait toujours procurer la joie et le bonheur.*

*A toute ma famille pour l'intérêt et la patience qu'ils ont su porter à l'égard de mes études. . Qu'Allah les protège et leurs offre une longue vie pleine de bonheur et de réussite.*

*A tous mes amis qui m'ont apporté leur support moral et intellectuel tout au long de ma démarche.*

*Sans oublier mon très cher binôme **NIRI NOUR EL HOUDA** que je remercie pour ces belles années d'amitié, de joie et de succès.*

*A toute la promotion 2022.*

**Brahim Nazim LOUAHDI**



# *Dédicaces*

*Je dédie ce mémoire,*

*A celle que j'aime le plus au monde : **ma chère mère** qui m'a fait ce que je suis  
et qui m'a tous donnée, et à **mon cher père** pour sa patience illimitée, son  
encouragement, son aide et pour ses grands sacrifices ; que dieu vous protège.*

*A mes sœurs : **MALYA** et **Yousra** pour leur soutien.*

*A toute ma famille, à ma grande mère « Allah Yarhamha »*

*Je suis reconnaissant à mon binôme du projet de fin d'étude **LOUAHDI  
BRAHIM** pour les moments de découverte et de compréhension communs et  
pour notre sincère amitié. J'adresse à l'occasion mes salutations à sa famille.*

*A tous mes amis.*

*A tous la promotion 2022.*

*Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans  
L'accomplissement de ce travail.*

***Nour El Houda NIRI***

## Résumé

En Algérie, le parc immobilier est composé majoritairement de constructions en béton armé dont une grande proportion sont en portiques auto-stables (poteaux-poutres avec remplissage en maçonnerie) réalisées durant les grands projets quinquennaux dans les années 1970 avec des niveaux de conception parasismique très faible à nulle.

De ce fait, ces structures demeurent très vulnérables à l'action sismique et nécessitent donc un renforcement pour pouvoir atteindre des niveaux de performances sismiques acceptables. Le travail abordé dans notre projet consiste à l'étude de renforcement d'un bâtiment existant en RDC+05 en forme régulière, situé à la cité Ibn Khaldoune «1200 logements», dans la commune de Boumerdès, réalisé sans normes parasismiques et qui a été endommagé suite au séisme de Boumerdès du 21 Mai 2003. A cet effet, ce dernier a fait l'objet d'une vérification vis-à-vis des conditions de résistance prescrites par les règles parasismiques algériennes en vigueur (RPA99 version 2003). Par la suite une analyse capacitaire (statique non linéaire) de ce bâtiment a été réalisée en utilisant la méthode PUSHOVER avec le logiciel de calcul de structures ETABS. Les résultats de cette analyse ont montré la déficience de la structure due à une faible capacité de résistance et de déformabilité où la demande en termes d'effort tranchant et de déplacements sous l'effet d'un niveau d'agression sismique dépassent considérablement les valeurs de la capacité à certains étages de la structure. Donc, la performance sismique de cette structure a été considérablement améliorée à travers une solution de renforcement parasismique.

**Mots clés :** Bâtiment en béton armé, Vulnérabilité sismique, RPA99/2003, Capacité, Analyse Pushover, Performance, renforcement parasismique.

## Abstract

In Algeria, the building stock is mainly composed of reinforced concrete buildings, a large proportion of which are self-stable frames (column-beams with masonry infill) built during the major five-year projects in the 1970s with very low to no earthquake-resistant design levels. As a result, these structures remain very vulnerable to seismic actions and therefore require strengthening to meet the necessary performance levels. The work addressed in our project consists in the study of the reinforcement of an existing building in RDC+05 in regular form, located in the Ibn Khaldoune housing estate "1200 logements", in the commune of Boumerdès, built without any earthquake resistant standards and which was damaged following the Boumerdès earthquake of 21 May 2003. For that purpose, the latter was checked against the resistance conditions specified by the Algerian earthquake-resistant code in force (RPA99 version 2003). Subsequently, a capacity analysis (non-linear static) of this building was performed using the PUSHOVER method with the structural calculation software ETABS. The results of this analysis showed the deficiency of the building structure due to a low capacity of resistance and deformability where the demand in terms of shear force and displacements obtained under the effect of a level of seismic aggression exceed considerably the capacity values at some floors of that building. Therefore, its seismic performance has been considerably improved through a seismic strengthening solution.

**Keywords :** Reinforced concrete building, Seismic vulnerability, RPA99/2003, Capacity, Pushover analysis, Performance, Earthquake resistant strengthening

## المخلص

في الجزائر ، يتألف مخزون المساكن بشكل أساسي من الإنشاءات الخرسانية المسلحة ، ونسبة كبيرة منها عبارة عن إطارات بوابات ذاتية الاستقرار (عوارض عمودية مع حشو حجري) تم تنفيذها خلال المشاريع الكبرى التي امتدت لخمس سنوات في السبعينيات بمستويات عالية جداً من التصميم الزلزالي. منخفضة إلى لا شيء. نتيجة لذلك ، تظل هذه الهياكل معرضة للغاية للعمل الزلزالي وبالتالي تتطلب التعزيز لتكون قادرة على تحقيق مستويات أداء زلزالية مقبولة. يتمثل العمل الذي اقترننا منه في مشروعنا في دراسة تدعيم مبنى قائم في RDC + 05 بشكل منتظم ، يقع في مدينة ابن خلدون "1200 وحدة سكنية" ، في كومونة بومرداس ، تم تنفيذه بدون معايير زلزالية والتي لديها تعرضت لأضرار في أعقاب زلزال بومرداس في 21 مايو 2003. ولهذا الغاية ، تم فحصها وفقاً لشروط المقاومة المنصوص عليها في القواعد الجزائرية لرصد الزلازل المعمول بها (RPA99 ، الإصدار 2003). بعد ذلك ، تم إجراء تحليل قدرة (ثابت غير خطي) لهذا المبنى باستخدام طريقة PUSHOVER مع برنامج الحساب الهيكلي ETABS. أظهرت نتائج هذا التحليل نقصاً في الهيكل بسبب انخفاض قدرة المقاومة والتشوّه حيث يتجاوز الطلب من حيث قوة القص والتشرد تحت تأثير مستوى من العدوان الزلزالي إلى حد كبير قدرة القيم في طوابق معينة من الهيكل . لذلك ، تم تحسين الأداء الزلزالي لهذا الهيكل بشكل كبير من خلال حل التعزيز الزلزالي.

الكلمات الرئيسية: بناء الخرسانة المسلحة ، الضعف الزلزالي ، RPA99 / 2003 ، السعة ، تحليل Pushover ، الأداء ، تعزيز مقاومة الزلازل.



# Introduction Générale

---

## PARTIE I

---

### Chapitre I : Description de l'ouvrage

---

<b>I.1. Introduction</b> .....	1-4
<b>I.2. Description du Projet</b> .....	1-4
I.2.1. Caractéristiques géométriques.....	1-4
I.2.2. Ossature.....	1-4
I.2.3. Plancher.....	1-4
I.2.4. Escalier.....	1-4
I.2.5. Maçonnerie.....	1-4
<b>I.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux</b> .....	1-4
I.3.1. Le béton.....	1-4
1.3.1.1. Composition du béton.....	1-4
I.3.1.2. Résistance du béton.....	1-4
a) Résistance du béton à la compression.....	1-4
b) Résistance du béton à la traction.....	1-5
I.3.1.3. Module de déformation longitudinale.....	1-5
I.3.1.4. Coefficient de poisson.....	1-5
I.3.1.5. Les contraintes limites de calcul.....	1-5
a) Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U).....	1-6
b) Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S).....	1-6
I.3.2. Les aciers.....	1-7
I.3.2.1. Les limites élastiques.....	1-7
I.3.2.2. Les contraintes limites de calcul.....	1-7

a. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U).....	1-8
b. Contrainte limites à l'état limite de service E.L.S.....	1-8
1.3.2.3. Coefficient d'équivalence.....	1-8
I.4. Hypothèse de calcul.....	1-9

## Chapitre II : *PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX*

---

<b>II.1. INTRODUCTION.....</b>	<b>1-11</b>
<b>II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....</b>	<b>1-11</b>
II.2.1: Plancher en corps creux.....	1-11
<b>II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES.....</b>	<b>1-11</b>
II.3. 1. Charges permanentes.....	1-12
II.3. 1. 1. Plancher terrasse inaccessible.....	1-12
II.3.1.2. Plancher d'étage courant.....	1-12
II.3.1.3 Balcons.....	1-13
II.3.1.4 – Maçonnerie.....	1-13
II.3.2. Charges d'exploitation.....	1-13
<b>II.4. Pré dimensionnement des poutres.....</b>	<b>1-14</b>
Pré dimensionnement des poutres porteuses.....	1-14
Pré dimensionnement des poutres non porteuses.....	1-15
<b>II.5. Pré dimensionnement des poteaux.....</b>	<b>1-16</b>
<b>II.6. LES VOILES.....</b>	<b>1-26</b>

## Chapitre III : *CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE*

---

<b>III.1. ACROTÈRE.....</b>	<b>1-29</b>
III.1.1. INTRODUCTION.....	1-29
III.1.2. Evaluation des charges.....	1-29
III.1.3. Calcul des efforts.....	1-30

III.1.4. Ferrailage d'acrotère.....	1-31
III.1.5. Vérification de la section d'Acier selon « BEAL91 MODIFIE 99 ».....	1-32
III.1.6. Vérification à ELS.....	1-32
III.1.7. Vérification l'effort tranchant « BEAL99 ».....	1-34
<b>III.2. Plancher à corps creux.....</b>	<b>1-35</b>
III.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles.....	1-35
III.2.2. Etude des poutrelles.....	1-35
<b>III.3. Escalier.....</b>	<b>1-48</b>
III.3.1. Introduction.....	1-48
III.3.2. Définitions des éléments d'escaliers.....	1-48
III.3.3. Calcul des escaliers.....	1-49
III.3.4. Evaluation des charges (DTR2.2,88).....	1-50
III.3.5. DETERMINATION DES EFFORTS INTERNES.....	1-50
III.3.6. Etude de la poutre palière.....	1-55

## Chapitre IV : ETUDE DYNAMIQUE

---

<b>IV.1. Introduction.....</b>	<b>1-58</b>
<b>IV.2. Objectif de l'étude sismique.....</b>	<b>1-58</b>
<b>IV.3. Modélisation.....</b>	<b>1-58</b>
IV.3.1. Modélisation Mathématique par Elément Finis.....	1-58
IV.3.2. Détermination des Fréquences et Modes Propres (Taibi 2021).....	1-59
IV.3.3. Décomposition Modale des Equations de Mouvement (Taibi 2021).....	1-60
IV.3.4. Détermination de la Réponse Physique.....	1-61
<b>IV.4. Choix de la méthode de calcul.....</b>	<b>1-62</b>
IV.4.1. Calcul des forces sismiques a la base par la méthode statique équivalente.....	1-62
<b>IV.5. Modélisation de la structure avec l'utilisation de la méthode modale spectrale... 1-66</b>	
IV.5.1. Principe.....	1-66
IV.5.2. Modélisation de la structure.....	1-66
IV.5.3. Description du logiciel ETABS.....	1-66

IV.5.4. Modélisation des éléments structuraux.....	1-67
IV.5.5. Modélisation de la masse.....	1-67
IV.5.7. Nombre de mode à considérer.....	1-67
IV.5.8. Effet de la torsion accidentelle.....	1-68
<b>IV.6. Analyse de la structure.....</b>	<b>1-68</b>
IV.6.1. Caractéristique géométriques et massiques de la variante (1).....	1-69
Résultats de l'analyse dynamique.....	1-70
Renforcement de l'ossature du bâtiment.....	1-71
IV.6.2. Caractéristique géométriques et massiques de la variante (2).....	1-72
Résultats de l'analyse dynamique.....	1-72
Renforcement de l'ossature du bâtiment.....	1-74
Justification du coefficient de comportement <b>R</b> .....	1-80
Vérification des déplacements latéraux inter-étages.....	1-80
Justification de l'effort normal réduit.....	1-81
Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ .....	1-82
<b>IV.7. CONCLUSION.....</b>	<b>1-83</b>

## Chapitre V :FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

---

<b>V.1. INTRODUCTION.....</b>	<b>1-85</b>
<b>V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES.....</b>	<b>1-85</b>
a) Sens porteur.....	1-86
b) Poutre non porteuse.....	1-87
c) Poutre au bout de voile.....	1-88
V.2.4. Choix des Armatures.....	1-89
V.2.6. Vérification Vis à Vis de L'ELS.....	1-90
<b>V.3. Ferrailage des poteaux.....</b>	<b>1-97</b>
VI.3.3. Présentation des Résultats.....	1-98
VI.3.4. Choix des Armatures.....	1-99
VI.3.5. Vis à Vis de l'Etat Limite de Service.....	1-100

<b>V.4. FERRAILLAGE DES VOILES.....</b>	<b>1-106</b>
---	--------------

## Chapitre VI : Etude des fondations

---

<b>VI.1. INTRODUCTION.....</b>	<b>1-126</b>
<b>VI.2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION.....</b>	<b>1-126</b>
<b>VI.2.4. Pré dimensionnement de la semelle filante.....</b>	<b>1-132</b>
<b>VII.2.8. Calcul le ferrailage de la semelle.....</b>	<b>1-136</b>
<b>VI.2.9. Calcul le Ferrailage de la nervure.....</b>	<b>1-137</b>

## PARTIE II

---

### CHAPITRE 1 : Pathologie et techniques de renforcement des structures en BA

---

<b>1.1.INTRODUCTION.....</b>	<b>2-3</b>
<b>1.1.1. Historique.....</b>	<b>2-4</b>
<b>1.1.2. Définition.....</b>	<b>2-5</b>
<b>1.2.LES PATHOLOGIES DU BÉTON ARMÉ : CAUSES ET CONSÉQUENCES.....</b>	<b>2-6</b>
1.2.1 Les pathologies humides.....	2-7
1.2.2. Les pathologies mécaniques.....	2-8
1.2.3 Causes des désordres des structures en béton armé.....	2-8
1.2.3.1. Causes liées à la phase de conception.....	2-8
1.2.3.2 Causes liées à l'exécution.....	2-9
1.2.3.3. Causes liées aux conditions d'exploitation.....	2-11
<b>1.2.4. Principaux facteurs déterminant l'ampleur des dommages subis par les bâtiments en béton armé en cas de séismes (Nedjoum et Rais 2022).....</b>	<b>2-11</b>
1.2.4.1. Intégrité.....	2-11
1.2.4.2. Résistance latérale et la ductilité.....	2-11
1.2.4.3. Rigidité latérale.....	2-12
1.2.4.4. Irrégularités du bâtiment.....	2-12

1.2.5. Diagnostic des Dommages.....	2-12
1.2.5.1. Informations recherchées.....	2-12
1.2.6. Types et causes des dommages post-sismique.....	2-14
2.6.1. Dommages observés dans les constructions en béton armé.....	2-18
1.2.7. Quelques essais non destructifs pour identifier les dommages dans les structures en B.A.....	2-19
<b>1.3. METHODES DE RENFORCEMENT PARASISMIQUES DES STRUCTURES EN BETON ARME.....</b>	<b>2-22</b>
1.3.1. Stratégie de renforcement.....	2-23
1.3.2 Techniques de renforcement parasismique des structures en B.A.....	2-23
1.3.2.1. Le chemisage en béton armé ( <b>AFPCSTB 2013</b> ).....	2-24
1.3.2.2. Gainage métallique (Chemises en acier) ( <b>AFPCSTB 2013</b> ).....	2-27
1.3.2.3. Renforcement par voiles en béton armé (CGS 2003b).....	2-29
1.3.2.4. Renforcement par précontrainte additionnelle.....	2-30
1.3.2.5. Renforcement par tissus en fibres de carbone.....	2-31
1.3.2.6. Ajout de croix de contreventement (contreventement métallique).....	2-33
1.3.2.7 Amélioration des éléments structuraux à l'aide des tôles collées (Nguyen 2014).....	2-35
1.3.2.8. Adoption du système d'isolement parasismique (JICA-CGS 2006).....	2-36
1.3.2.9 Renforcement par système d'amortisseurs parasismiques (Boukri et al. 2013).....	2-37
1.3.2.10. Renforcement des planchers.....	2-39
1.3.2.11 Renforcement des fondations.....	2-40
1.3.2.12. Mesure d'urgence.....	2-40
<b>1.4.CONCLUSION.....</b>	<b>2-41</b>

## Chapitre II : Méthodologie d'évaluation de la capacité des structures en BA

---

<b>2.1 INTRODUCTION.....</b>	<b>2-43</b>
<b>2.2. Méthodes de calcul de l'actions sismique (aspect règlementaire).....</b>	<b>2-43</b>
2.2.1 Méthodes d'analyses linéaires.....	2-43
2.2.2 Méthodes d'analyses non-linéaires.....	2-44

<b>2.3 LE COMPORTEMENT NON LINEAIRE DE LA STRUCTURE.....</b>	<b>2-44</b>
2.3.1 Système non linéaire.....	2-45
2.3.2 Les causes des non linéarités.....	2-45
2.3.3 Types des non linéarités.....	2-45
<b>2.4. ETAT DE L'ART SUR LES LOIS DE COMPORTEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS.....</b>	<b>2-46</b>
2.4.1. Modèle de comportement non linéaire.....	2-46
<b>2.5. LOIS DE COMPORTEMENT DU BETON ARME.....</b>	<b>2-47</b>
2.5.1. Confinement du béton armé.....	2-48
2.5.1.1 Paramètres influents.....	2-48
2.5.1.2 Revue sur les différents modèles analytiques.....	2-48
<b>2.6. SECTION FIBRE.....</b>	<b>2-52</b>
<b>2.7. DÉFINITION DE L'ANALYSE STATIQUE NON LINÉAIRE (PUSHOVER)....</b>	<b>2-53</b>
2.7.1. But de l'analyse Pushover.....	2-54
2.7.2. Limitation de la méthode.....	2-55
2.7.3. Paramètres de l'analyse Pushover.....	2-55
2.7.3.1. La distribution de la force latérale.....	2-55
2.7.3.2. Concept de la rotule plastique.....	2-56
2.7.3.3. Le déplacement cible.....	2-57
2.7.3.4. Courbes de capacité.....	2-61
2.7.3.5. Niveaux de performance.....	2-62
<b>2.8. CONCLUSION.....</b>	<b>2-63</b>

## CHAPITRE III : Présentation et vérification de la structure

---

<b>3.1 INTRODUCTION.....</b>	<b>2-64</b>
<b>3.2 PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE.....</b>	<b>2-64</b>
3.2.1. Systèmes constructifs de la cité Ibn Khaldoune.....	2-66
3.2.2. Dommages post-sismiques.....	2-67

3.2.3. Cadre géologique et géotechnique du site urbain de la ville de Boumerdès.....	2-69
3.2.3. Classification du bâtiment selon (RPA 99 version 2003).....	2-70
3.2.4. Caractéristiques Géométriques du bâtiment.....	2-70
3.2.5. Ossature.....	2-72
3.2.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	2-73
3.2.7. Evaluation des charges et surcharges d'exploitation.....	2-75
3.2.8. Hypothèse de calcul.....	2-75
<b>3.3 VÉRIFICATION DE LA STRUCTURE VIS-A-VIS DES SOLLICITATIONS SISMQUES CONFORMÉMENT AUX RÈGLES PARASIS- MIQUES EN VIGUEUR (RPA 99 VERSION 2003).....</b>	<b>2-76</b>
3.3.4. <b>Analyse de la structure existante.....</b>	<b>2-78</b>
Résultats de l'analyse dynamique.....	2-79
Vérification de l'effort tranchant à la base.....	2-80
Estimation de la période fondamentale.....	2-81
Vérification de l'effort de cisaillement à la base.....	2-84
Vérification de la Période fondamentale de la structure.....	2-84
Vérification des déplacements latéraux inter-étages.....	2-84
Vérification de l'effort normal réduit.....	2-86
<b>Vérification du ferrailage des poteaux et poutres.....</b>	<b>2-86</b>
<b>3.4 CONCLUSION.....</b>	<b>2-88</b>

## Chapitre IV : Analyse capacitaire de la structure (avant renforcement)

---

4.1 INTRODUCTION.....	2-90
4.2 ETAPES DE L'ANALYSE CAPACITAIRE.....	2-90
4.3. DEFINITION DE COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES MATERIAUX.....	2-91
4.3.1 Béton.....	2-91
4.3.2 Acier.....	2-91
4.3.3 Rotules plastiques et Critères d'acceptation.....	2-92
4.4 DEFINITION DE COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES ELEMENTS RESISTANT (POTEAUX-POUTRES).....	2-93

4.5. DEFINITION DE CHARGEMENT DE L'ANALYSE PUSH-OVER.....	2-95
4.6 RESULTATS DE L'ANALYSE CAPACITAIRE.....	2-97
4.6.1. La courbe de capacité.....	2-97
4.6.2. Interprétation des résultats.....	2-100
4.7 IDEALISATION DES COURBES DE CAPACITE.....	2-100
4.8. CALCUL DU DEPLACEMENT CIBLE PAR LA METHODE DU COEFFICIENT DE MODIFICATION DU DEPLACEMENT (FEMA 356 ; FEMA 440).....	2-102
4.9. CONCLUSION.....	2-103

## Chapitre V : Analyse capacitaire de la structure (après renforcement)

---

5.1 INTRODUCTION.....	2-105
5.2 RENFORCEMENT DE LA STRUCTURE PAR LA VARIANTE REALISEE.....	2-105
5.2.1 Analyse modale.....	2-108
5.2.2 Vérification avec le RPA 99 Version 2003 (RPA 2003).....	2-109
5.3 ANALYSE PUSHOVER.....	2-112
5.4 CALCUL DU DEPLACEMENT CIBLE.....	2-116
5.5 COMPARAISON AVANT/APRES RENFORCEMENT.....	2-119
5.6 CONCLUSION.....	2-119

## Chapitre VI : Développement de solutions de renforcement de bâtiment

---

<b>6.1 INTRODUCTION.....</b>	<b>2-122</b>
<b>6.2 Renforcement de la structure par la première variante proposée.....</b>	<b>2-122</b>
6.2.1. Analyse modale.....	2-122
6.2.2 Vérification selon le RPA 99 Version 2003 [RPA ,03].....	2-123
<b>6.3 Renforcement de la structure par la deuxième variante proposée.....</b>	<b>2-127</b>
6.3.1. Analyse modale.....	2-127
6.3.2. Vérification selon le RPA 99 Version 2003 [RPA ,03].....	2-128
<b>6.4. Renforcement de la structure par insertion d'amortisseurs extérieurs.....</b>	<b>2-132</b>
6.4.1 Etat de l'art sur les amortisseurs extérieurs.....	2-132
6.4.1.1 Système de contrôle passif.....	2-133
6.4.1.2 Système de contrôle actif.....	2-143
6.4.1.3 Système de contrôle semi-actif.....	2-144

6.4.1.4	Système de contrôle hybride.....	2-145
6.4.2	Analyse de la solution de renforcement de la structure par l'insertion d'amortisseurs extérieurs.....	2-146
6.4.2.1	Présentation du système de renforcement.....	2-146
6.4.2.2.	Analyse modale.....	2-147
<b>6.5</b>	<b>ANALYSE PUSH OVER.....</b>	<b>2-151</b>
6.4.1. 1 <sup>ère</sup>	Variante proposée.....	2-151
6.4.1. 2 <sup>ème</sup>	Variante proposée.....	2-153
6.4.3. 3 <sup>ème</sup>	Variante proposée (par ajout d'amortisseurs).....	2-155
<b>6.6.</b>	<b>Comparaison entre les variantes de renforcement de la structure.....</b>	<b>2-157</b>
<b>6.7.</b>	<b>CONCLUSION.....</b>	<b>2-158</b>

## Chapitre VII : Performance sismique des structures

---

<b>7.1.</b>	<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>2-160</b>
<b>7.2</b>	<b>DETERMINATION DE LA REPONSE SISMIQUE.....</b>	<b>2-160</b>
<b>7.3</b>	<b>METHODE DU SPECTRE DE CAPACITE.....</b>	<b>2-160</b>
<b>7.4.</b>	<b>CALCUL DE LA PERFORMANCE (Boukri 2004).....</b>	<b>2-164</b>
7.4.1	<i>Développement de la courbe de capacité bilinéaire.....</i>	<i>2-164</i>
7.4.2	<i>Développement du spectre de demande élastique.....</i>	<i>2-165</i>
7.4.3.	Spectre de réponse proposé par les règles parasismiques Algériennes.....	2-165
7.4.4.	Définition du point de performance ou demande en déplacement.....	2-167
7.4.5.	Décomposition du spectre de capacité.....	2-172
7.4.6	Génération des courbes de fragilité .....	2-173
7.4.7.	Calcul des probabilités spécifiques des catégories de dommages.....	2-174
7.4.8.	Génération de la matrice de probabilité de dommages pour la typologie de structure étudiée.....	2-174
<b>7.5</b>	<b>Analyse de la performance sismique des variantes de la structure.....</b>	<b>2-175</b>
7.5.1	Transformation et idéalisation de la courbe de capacité en spectre de capacité.....	2-175
7.5.2.	Développement des courbes de vulnérabilité.....	2-177
<b>7.6</b>	<b>CONCLUSION.....</b>	<b>2-180</b>

# Conclusion Générale

---

# Liste Des Symboles

$A$  : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

$A_s$  : Aire d'une section d'acier.

$A_t$  : Section d'armatures transversales.

$B$  : Aire d'une section de béton.

$\phi$  : Diamètre des armatures, mode propre.

$\phi$  : Angle de frottement.

$C$  : Cohésion.

$\bar{q}$  : Capacité portante admissible.

$Q$  : Charge d'exploitation.

$\sigma_c$  : Contrainte de consolidation.

$C_c$  : Coefficient de compression.

$C_s$  : Coefficient de sur consolidation.

$K_t$  : Facteur de terrain.

$Z_0$  : Paramètre de rugosité.

$Z_{min}$  : Hauteur minimale.

$C_r$  : Coefficient de rugosité.

$C_t$  : Coefficient de topographie.

$C_d$  : Coefficient dynamique.

$C_e$  : Coefficient d'exposition.

$C_{pe}$  : Coefficient de pression extérieure.

$C_{pi}$  : Coefficient de pression intérieure.

$C_p$  : Coefficient de pression nette.

$q_{dyn}$  : Pression dynamique.

$q_{réf}$  : Pression dynamique de référence.

$q_j$  : Pression dû au vent.

$F_{fr}$  : Force de frottement.

$R$  : Force résultante.

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité dans l'acier.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité dans le béton.

$\sigma_s$  : Contrainte de traction de l'acier.

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_s$  : Contrainte de traction admissible de l'acier.

$\bar{\sigma}_{bc}$  : Contrainte de compression admissible du béton.

$\tau_u$  : Contrainte ultime de cisaillement.

$\tau$  : Contrainte tangentielle.

$\beta$  : Coefficient de pondération.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$\sigma_m$  : Contrainte moyenne.

$G$  : Charge permanente.

$\xi$  : Déformation relative.

$V_0$  : Effort tranchant a la base.

$E.L.U$  : Etat limite ultime.

$E.L.S$  : Etat limite service.

$N_{ser}$  : Effort normal pondéré aux états limites de service.

## Liste Des Symboles

---

$N_u$  : Effort normal pondéré aux états limites ultime.  
 $T_u$  : Effort tranchant ultime.  
 $T$  : Effort tranchant, Période.  
 $S_t$  : Espacement.  
 $\lambda$  : Elancement.  
 $e$  : Epaisseur, Indice des vides.  
 $N_q, N_\gamma, N_c$  : Facteurs de portance.  
 $F$  : Force concentrée.  
 $f$  : Flèche.  
 $\bar{f}$  : Flèche admissible.  
 $D$  : Fiche d'ancrage.  
 $L$  : Longueur ou portée.  
 $L_f$  : Longueur de flambement.  
 $I_p$  : Indice de plasticité.  
 $I_c$  : Indice de consistance.  
 $W$  : Teneur en eau, Poids total de la structure.  
 $S_r$  : Degré de saturation.  
 $\gamma_d$  : Poids volumique sèche.  
 $\gamma_h$  : Poids volumique humide.  
 $\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturé.  
 $W_{sat}$  : Teneur en eau saturé.  
 $W_L$  : Limite de liquidité.  
 $W_p$  : Limite de plasticité.  
 $d$  : Hauteur utile.  
 $F_e$  : Limite d'élasticité de l'acier.  
 $M_u$  : Moment à l'état limite ultime.  
 $M_{ser}$  : Moment à l'état limite de service.  
 $M_t$  : Moment en travée.  
 $M_a$  : Moment sur appuis.  
 $M_0$  : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.  
 $I$  : Moment d'inertie.  
 $f_i$  : Flèche due aux charges instantanées.  
 $f_v$  : Flèche due aux charges de longue durée.  
 $I_{fi}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.  
 $I_{fv}$  : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.  
 $M$  : Moment, Masse.  
 $E_{ij}$  : Module d'élasticité instantané.  
 $E_{vj}$  : Module d'élasticité différé.  
 $E_s$  : Module d'élasticité de l'acier.  
 $f_{c28}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.  
 $f_{t28}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.  
 $F_{cj}$  : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.  
 $K$  : Coefficient de raideur de sol.  
 $S_c$  : Tassement œnométrique.  
 $S_c^T$  : Tassement total.  
 $S_c^{adm}$  : Tassement admissible.  
 $\delta$  : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.  
 $Y$  : Position de l'axe neutre.  
 $I_0$  : Moment d'inertie de la section totale homogène.

## Liste Des Symboles

---

- $F_s$  : L'effort du comportement linéaire (kN).  
 $K$  : La rigidité du système.  
 $u(t)$  : Le déplacement du comportement linéaire (m).  
 $m_i$  : Masse correspondant au DDL ( $i$ )(Kg).  
 $F_{Di}(t)$ : Force non linéaire totale d'amortissement agissant sur le DDL ( $i$ ) au temps  $t$  (kN).  
 $F_{Si}(t)$  : Force non linéaire totale de rappel agissant sur le DDL ( $i$ ) au temps  $t$ (kN).  
 $r_i$  : Composante du vecteur de couplage correspondant au DDL ( $i$ ).  
 $\ddot{u}_{gi}(t)$  : Accélération du sol (m/s<sup>2</sup>).  
 $\ddot{u}_i(t), \dot{u}(t), u(t)$  : Déplacement (m), vitesse(m/s), et accélération (m/s<sup>2</sup>)du DDL ( $i$ ) par rapport à la base.  
 $C$  : Les matrices d'amortissement.  
 $K$  : Les matrices de rigidité.  
 $\Delta \dot{u}_i(t), \Delta u(t)$  : L'incrément de vitesse, déplacement durant le pas de temps.  
 $S_{ae}$  : Spectre élastique de pseudo-accélération.  
 $V$  : La force sismique (kN).  
 $A$  : Coefficient d'accélération.  
 $D$  : Facteur d'amplification dynamique moyen.  
 $T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (s).  
 $\eta$  : Le facteur de correction d'amortissement .  
 $\xi$  : L'amortissement critique .  
 $h_N$  : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (m).  
 $CT$  : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage  
 $D$  : Les dimensions du bâtiment mesurées à sa base dans la direction de calcul considéré (m).  
 $Q$  : Facteur de qualité.  
 $P_q$ : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  "est satisfait ou non".  
 $W$  : La somme des poids  $W_i$  calculé à chaque niveau (kN).  
 $W_{Gi}$  : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure (kN).  
 $W_{Qi}$  : Charges d'exploitation (kN).  
 $\beta$ : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.  
 $V$  : La résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente (kN).  
 $V_t$  : La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales (kN).  
 $\delta_{ek}$  : Déplacement du aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion)(cm).  
 $R$  : Coefficient de comportement dynamique ( $R = 5$ ).  
 $\Delta k$  : Le déplacement relatif au niveau " $k$ " par rapport au niveau " $k-1$ "(cm).  
 $N_d$  : L'effort normal de compression de calcul sous combinaison accidentelle ( $G+Q+E$ )(kN).  
 $P_k$  : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «  $k$  »(kN).  
 $V_k$  : L'effort tranchant d'étage au niveau " $k$ "(kN).  
 $b_1, h_1$ : Dimensions de la section transversale du poteau (cm).  
 $\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.  
 $\lambda_g$  : Espacement géométrique des armatures transversales est déterminé.  
 $\emptyset l$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau (mm).  
 $\lambda_g$  : L'élancement géométrique du poteau .  
 $A_t$  : Armature transversale (cm<sup>2</sup>).  
 $P_u$  : Effort normal ultime de compression de la combinaison la plus défavorable (kN).  
 $P_n$ : Effort nominal limite de la section transversale du voile (kN).

## Liste Des Symboles

---

$\Phi$  : Facteur de réduction ( $\Phi = 0,70$ ).

$A_g$  : Section transversale brute du voile (cm<sup>2</sup>)

$k$  : Coefficient de flambement.

$l_w$  : La longueur du mur en plane (m).

$S_{max}$  : Espacement maximale (cm).

$\rho_h$  : Pourcentage des armatures horizontales dans l'âme du mur.

$h_w$  : Hauteur totale du voile mesure à partir de la base jusque sommet de la structure (m).

$\rho_v$  : Pourcentage des armatures verticale dans l'âme du mur

$b_0$  : Épaisseur du linteau ou du voile (cm).

$\Phi$  = Coefficient de sécurité.

$A_c$  : Coefficient dépendant de l'élançement du mur.

$\rho_n$  : Pourcentage nominale des armatures dans l'âme du mur.

$P_0$  : Etant la charge axiale nominale (limite) de la section du voile (kN).

$C_0$  : Coefficient modificateur qui relie le déplacement d'un SSDDL équivalent au déplacement du système réel SPDDL. Les valeurs de  $C_0$  sont regroupées dans le tableau ci-après :

$g$  : L'accélération de la pesanteur (m/s<sup>2</sup>).

$S_a$  : Sollicitation sismique, obtenue à partir du spectre de réponse.

$T_0$  : La période caractéristique du sol définie à la fin du palier du spectre de réponse (s).

$R$  : Coefficient qui exprime le rapport de l'effort sismique sur l'effort élastique effectif.

$C_2$  : Coefficient modificateur pour tenir compte de la dégradation de rigidité et de la résistance au déplacement maximum.

$C_3$  : Coefficient modificateur pour tenir compte de l'effet dynamique.

$D_p$  : Le déplacement maximum dans la zone non-linéaire (point de performance) (cm).

$D_y$  : Le déplacement élastique (sans endommagement) (cm).

$D_u$  : Le déplacement ultime (ruine totale) (cm).

$K_e$  : La rigidité latérale.

$K_p$  : La rigidité au point de performance

# Liste des tableaux

## Partie 1 :

<b>Tableau II.1</b> : Choix des poutres.....	1-16
<b>Tableau II.2</b> : Dégression des surcharges des charges d'exploitations.....	1-17
<b>Tableau II.3</b> : Dégression des surcharges des charges d'exploitations.....	1-20
<b>Tableau II.4</b> : récapitulatif de la descente de charges sur le poteau central.....	1-21
<b>Tableau II.5</b> : Choix des sections des poteaux.....	1-21
<b>Tableau II.6</b> : Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux à l'ELS.....	1-22
<b>Tableau II.7</b> : Choix des sections des poteaux finales.....	1-22
<b>Tableau II.8</b> : Dégression des surcharges des charges d'exploitations.....	1-23
<b>Tableau II.9</b> : récapitulatif de la descente de charges sur le poteau central.....	1-24
<b>Tableau II.10</b> : Choix des sections des poteaux.....	1-24
<b>Tableau II.11</b> : Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux à l'ELS.....	1-25
<b>Tableau II.12</b> : Choix des sections des poteaux finales.....	1-25
<b>Tableau III.1</b> : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	1-41
<b>Tableau III.2</b> : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	1-42
<b>Tableau III.3</b> : Vérification de la contrainte de béton.....	1-44
<b>Tableau III.4</b> : Calcul de la flèche.....	1-45
<b>Tableau III.5</b> : Charges à l'ELU et l'ELS.....	1-51
<b>Tableau III.6</b> : calcul des armatures de l'escalier.....	1-52
<b>Tableau III.7</b> : Vérification à l'ELS.....	1-54
<b>Tableau III.8</b> : Vérification de la flèche de l'escalier.....	1-55
<b>Tableau III.9</b> : calcule des armatures de la poutre palière.....	1-55
<b>Tableau IV.1</b> : Valeurs des pénalités Pqx.....	1-65
<b>Tableau IV.2</b> : Valeurs des pénalités Pqy.....	1-65
<b>Tableau IV.3</b> : Période et facteurs de participation massique de la variante 1.....	1-70
<b>Tableau IV.4</b> : Période et facteurs de participation massique de la variante 2.....	1-72
<b>Tableau IV.5</b> : Période et facteurs de participation massique de la variante 3.....	1-75
<b>Tableau IV.6</b> : déplacements latéraux inter-étages (sens X-X) .....	1-76
<b>Tableau IV.7</b> : déplacements latéraux inter-étages (sens Y-Y) .....	1-77
<b>Tableau IV.8</b> : Vérification de l'effort normal réduit.....	1-77
<b>Tableau IV.9</b> : Période et facteurs de participation massique de la variante 4.....	1-79
<b>Tableau IV.10</b> : Vérification des voiles sur charges verticales.....	1-80
<b>Tableau IV.10</b> : Déplacements latéraux inter-étages dans le sens X-X.....	1-81
<b>Tableau IV.11</b> : Déplacements latéraux inter-étages dans le sens Y-Y.....	1-81
<b>Tableau IV.12</b> : Vérification de l'effort normal réduit.....	1-82
<b>Tableau IV.13</b> : Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ dans le sens X-X.....	1-82
<b>Tableau IV.14</b> : Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$ dans le sens Y-Y.....	1-83
<b>Tableau V.1</b> : Ferrailage des poutres principales (Situation durable) .....	1-86
<b>Tableau V.2</b> : Ferrailage des poutres principales (situation accidentelle) .....	1-87
<b>Tableau V.3</b> : Ferrailage des poutres porteuses (0,8G $\pm$ E) .....	1-87
<b>Tableau V.4</b> : Ferrailage des poutres secondaire (Situation durable) .....	1-87
<b>Tableau V.5</b> : Ferrailage des poutres secondaire (situation accidentelle) .....	1-88
<b>Tableau V.6</b> : Ferrailage des poutres secondaire (0,8G $\pm$ E) .....	1-88

## Liste des tableaux

---

<b>Tableau V.7</b> : Ferrailage des poutres bout de voile (situation accidentelle) .....	1-88
<b>Tableau V.8</b> : Choix des armatures pour les poutres principales.....	1-89
<b>Tableau V.9</b> : Choix des armatures pour les poutres secondaires.....	1-89
<b>Tableau V.10</b> : Choix des armatures pour les poutres au bout de voile.....	1-89
<b>Tableau V.11</b> : Vérification des poutres principales à l'ELS.....	1-91
<b>Tableau V.12</b> : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.....	1-91
<b>Tableau V.13</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres porteuses.....	1-92
<b>Tableau VI.14</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.....	1-92
<b>Tableau V.15</b> : Calcul des armatures transversales.....	1-93
<b>Tableau V.16</b> : Vérification de la section d'armatures.....	1-94
<b>Tableau V.17</b> : Vérification de la compression de l'aire d'appui.....	1-94
<b>Tableau V.18</b> : Vérification dans les appuis de rives.....	1-95
<b>Tableau V.19</b> : Calcul des contraintes.....	1-97
<b>Tableau V.20</b> : Ferrailages des poteaux situation durable.....	1-98
<b>Tableau V.21</b> : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle.....	1-99
<b>Tableau V.22</b> : Choix des armatures des poteaux.....	1-99
<b>Tableau V.23</b> : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	1-100
<b>Tableau V.24</b> : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	1-101
<b>Tableau V.25</b> : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	1-102
<b>Tableau V.26</b> : Espacements maximales selon RPA99 version 2003.....	1-103
<b>Tableau V.27</b> : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	1-104
<b>Tableau V.28</b> : Valeurs de $(l_f / l)$ .....	1-108
<b>Tableau V.29</b> : Calcul de $\sigma_{u \text{ lim}}$ .....	1-109
<b>Tableau V.30</b> : Aciers verticaux et horizontaux.....	1-110
<b>Tableau V.31</b> : Aciers transversaux.....	1-110
<b>Tableau V.32</b> : Aciers supplémentaires.....	1-112
<b>Tableau V.33</b> : Les Aciers verticaux ( $V_{y1}$ et $V_{y2}$ ) .....	1-114
<b>Tableau V.34</b> : les sections d'armatures adoptées et les espacements ( $V_{y1}$ et $V_{y2}$ ) .....	1-114
<b>Tableau V.35</b> : Les Aciers horizontaux ( $V_{y1}$ et $V_{y2}$ ) .....	1-115
<b>Tableau V.36</b> : Les Aciers verticaux ( $V_{y3}$ et $V_{y4}$ ) .....	1-115
<b>Tableau V.37</b> : les sections d'armatures adoptées et les espacements ( $V_{y3}$ et $V_{y4}$ ) .....	1-115
<b>Tableau V.38</b> : Les Aciers horizontaux ( $V_{y3}$ et $V_{y4}$ ) .....	1-116
<b>Tableau V.39</b> : Les Aciers verticaux ( $V_{y5}$ et $V_{y6}$ ) .....	1-116
<b>Tableau V.40</b> : les sections d'armatures adoptées et les espacements ( $V_{y5}$ et $V_{y6}$ ) .....	1-117
<b>Tableau V.41</b> : Les Aciers horizontaux ( $V_{y5}$ et $V_{y6}$ ) .....	1-117
<b>Tableau V.42</b> : les sections d'armatures adoptées L1.....	1-122
<b>Tableau V.43</b> : les sections d'armatures adoptées de T1.....	1-122
<b>Tableau VI.1</b> : Sections des semelles isolées.....	1-128
<b>Tableau VI.2</b> : répartition pour les poteaux centraux ELS.....	1-130
<b>Tableau VI.3</b> : la répartition pour les poteaux rives ELS.....	1-131
<b>Tableau VI.4</b> : Sections des semelles filantes.....	1-131
<b>Tableau VI.5</b> : Sections des semelles filantes.....	1-132
<b>Tableau VI.6</b> : Choix de la hauteur $h_t$ .....	1-133
<b>Tableau VI.7</b> : Choix de hauteur de nervure $h_N$ .....	1-134

## Liste des tableaux

---

<b>Tableau VI.8</b> : Vérification de la stabilité au renversement.....	1-134
<b>Tableau VI.9</b> : Vérification de la contrainte à ELS sens X.....	1-134
<b>Tableau VI.10</b> : Vérification de la contrainte à ELS sens Y .....	1-135
<b>Tableau VI.11</b> : Sections des semelles filantes a ELU sens X.....	1-135
<b>Tableau VI.12</b> : Sections des semelles filantes sens Y.....	1-135
<b>Tableau VI.13</b> : vérification de la contrainte à ELU sens X.....	1-136
<b>Tableau VI. 14</b> : Vérification de la contrainte à ELS sens Y.....	1-136
<b>Tableau VI.15</b> : Ferrailage des semelles sens X.....	1-137
<b>Tableau VI.16</b> : Ferrailage des semelles sens X.....	1-137
<b>Tableau VI.17</b> : Calcul des charges Sens X.....	1-137
<b>Tableau VI.18</b> : Calcul des charges Sens Y.....	1-138
<b>Tableau VI.19</b> : Calcul des moments à l'ELU.....	1-138
<b>Tableau VI.20</b> : Vérification des contraintes à l'ELS.....	1-138

## Liste des tableaux

---

### Partie 2 :

<b>Tableau 1.1 :</b> Pathologies humides et pathologies structurelles (Note de cours Université de Médéa) .....	2-5
<b>Tableau 1.2 :</b> Dommages structuraux et non-structuraux : Classification des constructions en maçonnerie, béton armé et en charpente métalliques (Boukri et al 2022 ; CGS 2003 ; Grünthal 2001 ; D’Ayala 2015) .....	2-15
<b>Tableau 2.1 :</b> Valeurs du facteur de modification $C_0$ .....	2-58
<b>Tableau 2.2 :</b> Valeurs du facteur de modification $C_m$ .....	2-59
<b>Tableau 2.3 :</b> Valeurs du facteur de modification $C_2$ .....	2-59
<b>Tableau 3.1 :</b> Pourcentage des dommages de la cité Ibn Khaldoun .....	2-67
<b>Tableau 3.2 :</b> Période et facteurs de participation massique de la variante 1 .....	2-79
<b>Tableau 3.3 :</b> Valeurs des pénalités $P_{qx}$ .....	2-82
<b>Tableau 3.4 :</b> Valeurs des pénalités $P_{qy}$ .....	2-83
<b>Tableau 3.5 :</b> déplacements latéraux inter-étages (sens X-X) .....	2-85
<b>Tableau 3.6 :</b> déplacements latéraux inter-étages (sens Y-Y) .....	2-85
<b>Tableau 3.7 :</b> Vérification de l’effort normal réduit .....	2-86
<b>Tableau 3.8 :</b> Ferrailage des poteaux (situation accidentelle) .....	2-88
<b>Tableau 3.9 :</b> Ferrailage des poutres situation accidentelle .....	2-88
<b>Tableau 4.1 :</b> L’effort tranchant en fonction du déplacement suivant le sens x .....	2-97
<b>Tableau 4.2 :</b> L’effort tranchant en fonction du déplacement suivant le sens y .....	2-98
<b>Table 4.3 :</b> Les caractéristiques des courbes idéalisées .....	2-101
<b>Tableau 5.1 :</b> Périodes et facteurs de participation massique du modèle .....	2-108
<b>Tableau 5.2 :</b> représente les résultats du déplacement dans le sens x-x .....	2-110
<b>Tableau 5.3 :</b> représente les résultats du déplacement dans le sens y-y .....	2-110
<b>Tableau 5.4 :</b> Vérification de l’effort normal réduit .....	2-111
<b>Tableau 5.5 :</b> la dernière étape de l’analyse Pushover selon l’axe X-X .....	2-113
<b>Tableau 5.6 :</b> la dernière étape de l’analyse Pushover selon l’axe Y-Y .....	2-113
<b>Tableau 5.7 :</b> Les caractéristiques des courbes idéalisées .....	2-115
<b>Tableau 5.8 :</b> Comparaison entre la structure avant et après renforcement .....	2-119
<b>Tableau 5.9 :</b> Comparaison selon l’analyse pushover .....	2-119
<b>Tableau 6.1 :</b> Périodes et facteurs de participation massique du modèle .....	2-123
<b>Tableau 6.2 :</b> Vérification des déplacements inter-étages (X-X) .....	2-125
<b>Tableau 6.3 :</b> Vérification des déplacements inter-étages (Y-Y) .....	2-125
<b>Tableau 6.4 :</b> Vérification de l’effort normal réduit .....	2-126
<b>Tableau 6.5 :</b> Périodes et facteurs de participation massique du modèle .....	2-127
<b>Tableau 6.6 :</b> Vérification des déplacements inter-étages (X-X) .....	2-129
<b>Tableau 6.7 :</b> Vérification des déplacements inter-étages (Y-Y) .....	2-130
<b>Tableau 6.8 :</b> Vérification de l’effort normal réduit .....	2-131
<b>Tableau 6.9 :</b> Système de contrôle de la réponse sismique .....	2-133
<b>Tableau 6.10 :</b> Périodes et facteurs de participation massique du modèle .....	2-147
<b>Tableau 6.11 :</b> résultats du déplacement dans le sens x-x .....	2-149
<b>Tableau 6.12 :</b> résultats du déplacement dans le sens y-y .....	2-149
<b>Tableau 6.13 :</b> Vérification de l’effort normal réduit .....	2-150
<b>Tableau 6.14 :</b> L’effort tranchant en fonction du déplacement suivant le sens x .....	2-152
<b>Tableau 6.15 :</b> L’effort tranchant en fonction du déplacement suivant le sens y .....	2-152
<b>Tableau 6.16 :</b> L’effort tranchant en fonction du déplacement suivant le sens x .....	2-154
<b>Tableau 6.17 :</b> L’effort tranchant en fonction du déplacement suivant le sens y .....	2-154
<b>Tableau 6.18 :</b> L’effort tranchant en fonction du déplacement suivant le sens x .....	2-156
<b>Tableau 6.19 :</b> L’effort tranchant en fonction du déplacement suivant le sens y .....	2-156

## Liste des tableaux

---

<b>Tableau 7.1:</b> Définition du facteur de dégradation en fonction du type de comportement structural (ATC40 1996 ; Boukri 2014) .....	2-169
<b>Tableau 7.2 :</b> Valeurs minimales de SRA et SRV (ATC40 1996) .....	2-170
<b>Tableau 7.3 :</b> Matrice de probabilités de dommages adoptée dans la méthodologie.....	2-175
<b>Tableau 7.4:</b> Valeurs des paramètres définissant les courbes de capacité (X-X) .....	2-177
<b>Tableau 7.5:</b> Valeurs des paramètres définissant les courbes de capacité (Y-Y) .....	2-177
<b>Tableau 7.6 :</b> Valeurs des paramètres définissant les courbes de fragilité (X-X) .....	2-177
<b>Tableau 7.7 :</b> Valeurs des paramètres définissant les courbes de fragilité (Y-Y) .....	2-178

# Liste des Figures

## Partie 1 :

<b>Figure I.1 :</b> Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU.....	1-7
<b>Figure I.2 :</b> Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.....	1-7
<b>Figure I.3 :</b> Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.....	1-8
<b>Figure II.1:</b> Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.....	1-12
<b>Figure II. 2 :</b> Coupe verticale du plancher courant à corps creux.....	1-13
<b>Figure II.3 :</b> section réduite du poteau.....	1-18
<b>Figure II.4 :</b> Poteau central.....	1-19
<b>Figure II.5 :</b> Poteau de rive.....	1-23
<b>Figure II.6 :</b> coupe de voile en élévation.....	1-26
<b>Figure III.1 :</b> Dimensions de l'acrotère.....	1-29
<b>Figure.III.2 :</b> Schéma statique de l'acrotère.....	1-29
<b>Figure III.3 :</b> diagrammes des efforts à l'ELU.....	1-31
<b>Figure III.4 :</b> ferrailages de l'acrotère.....	1-34
<b>Figure III.5 :</b> Corps Creux.....	1-35
<b>Figure III.6 :</b> Schéma de poutrelle.....	1-35
<b>Figure III.7:</b> Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	1-47
<b>Figure III.8 :</b> Disposition constructive des armatures des poutrelles.....	1-47
<b>Figure III.9 :</b> Escaliers droites.....	1-48
<b>Figure III.10 :</b> Schéma statique du chargement de l'escalier.....	1-50
<b>Figure III.11 :</b> Diagramme du Moment fléchissant à L'ELU.....	1-51
<b>Figure III .12 :</b> Diagramme du Moment fléchissant à L'ELS.....	1-51
<b>Figure III.13 :</b> Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	1-51
<b>Figure III.14 :</b> Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	1-52
<b>Figure III.15 :</b> Disposition constructive des armatures des Escaliers à deux volées.....	1-56
<b>Figure IV.1 :</b> Configuration du modèle selon la variante 1 (RDC jusqu'au 5 <sup>ème</sup> étage).....	1-68
<b>Figure IV.2 :</b> Modes de vibration (variante 1) .....	1-69
<b>Figure IV.3 :</b> Configuration du modèle selon la variante 2 (RDC jusqu'au 5 <sup>ème</sup> étage).....	1-71
<b>Figure IV.4 :</b> Modes de vibration (variante 2) .....	1-72
<b>Figure IV.5 :</b> Configuration du modèle selon la variante 3 (RDC jusqu'au 5 <sup>ème</sup> étage) .....	1-74
<b>Figure IV.6 :</b> Modes de vibration (variante 3) .....	1-74
<b>Figure IV.7 :</b> Modes de vibration (variante 4) .....	1-78
<b>Figure VI.1 :</b> Disposition arrêt des barres.....	1-95
<b>Figure VI.2 :</b> Ferrailage des poutres principale.....	1-96
<b>Figure VI.3 :</b> Ferrailage des poutres secondaire.....	1-96
<b>Figure IV.4.</b> Les faces 2 et 3 de la section des poteaux.....	1-97
<b>Figure VI.5 :</b> Ferrailage des poteaux.....	1-105
<b>Figure VI.6 :</b> modèle générale d'un voile.....	1-107
<b>Figure VI.7 :</b> Voile partiellement tendue. Découpage en bande.....	1-112
<b>Figure VI.8 :</b> Ferrailage des voiles $V_{y5}$ ; $V_{y6}$ .....	1-119
<b>Figure VI.9 :</b> Ferrailage des voiles $V_{y3}$ ; $V_{y4}$ .....	1-119
<b>Figure VI.10 :</b> Ferrailage des voiles (Linteau).....	1-124
<b>Figure VI.1 :</b> semelle isolée sous poteaux.....	1-127
<b>Figure VI.2 :</b> Semelles filantes.....	1-129
<b>Figure.VI.3 :</b> répartition des charges pour les poteaux centraux.....	1-129

## Liste des Figures

---

<b>Figure.VI.4</b> : répartition des charges pour les poteaux de rives.....	1-130
<b>Figure.VI.5</b> : Ferrailage en Travée.....	1-140
<b>Figure.VI.6</b> : Ferrailage sur appuis.....	1-140
<b>Figure.VI.7</b> : Schéma de Ferrailage de semelle.....	1-140

# Liste des Figures

## Partie 2 :

<b>Figure 1.1 :</b> Situations possibles après une analyse des bâtiments existants. (Abou Chakra 2016 ; Kostic et al. 2012) .....	2-5
<b>Figure 1.2 :</b> Principales dégradations des bétons (Note de cours Université de Médéa) .....	2-8
<b>Figure 1.3 :</b> Le processus de diagnostic d'un ouvrage en béton armé (Note de cours Université de Médéa) .....	2-14
<b>Figure 1.4 :</b> Fiche d'évaluation des dommages post-sismiques en Algérie : (a)-Données générales et dommages des éléments structuraux ; (b)-Dommages des éléments Non-structuraux et évaluation générale (CTC 1981 ; Bertero 1983 ; Farsi et Belazougui 1992 ; CGS 2003 ; Boukri 2014) .....	2-17
<b>Figure 1.5 :</b> Essai par Scléromètre de Schmidt .....	2-19
<b>Figure 1.6 :</b> Essai par ultrason.....	2-20
<b>Figure 1.7 :</b> Essai par radiographie .....	2-21
<b>Figure 1.8 :</b> Essai Radar.....	2-21
<b>Figure 1.9 :</b> Impact-Echo.....	2-22
<b>Figure 1.10 :</b> Chemisage d'un poteau en béton armé.....	2-24
<b>Figure 1.11 :</b> a-b. Mise en place des armatures.....	2-25
<b>Figure 1.12 :</b> Différentes étapes de chemisage d'un poteau.....	2-26
<b>Figure 1.13 :</b> Types de chemises en acier.....	2-27
<b>Figure 1.14 :</b> Renforcement des éléments structuraux par gainage métallique.....	2-27
<b>Figure 1.15 :</b> Renforcement par ajout de voile en BA.....	2-30
<b>Figure 1.16 :</b> Renforcement par précontrainte additionnelle.....	2-31
<b>Figure 1.17 :</b> Renforcement par TFC.....	2-33
<b>Figure 1.18 :</b> Renforcement métallique.....	2-34
<b>Figure 1.19 :</b> Application de plats métalliques selon le procédé L'Hermitte (Nguyen 2014) .....	2-35
<b>Figure 1.20 :</b> Plan de renforcement par isolateurs parasismiques (Palais du peuple) (JICA-CGS 2006) .....	2-36
<b>Figure 1.21 :</b> Vue de face de la structure de la résidence de l'Ambassade de Finlande- Alger (Boukri et al. 2013) .....	2-37
<b>Figure 1.22 :</b> Système de renforcement de la structure (Boukri et al. 2013).....	2-38
<b>Figure 1.23 :</b> Détail du renforcement par le système d'amortisseur DC-90.....	2-38
<b>Figure 1.24 :</b> Différents amortisseurs de type « DC-90 System »(Petraszkovic et al. 2012).....	2-39
<b>Figure 2.1 :</b> Modèle Elasto-Plastique parfait.....	2-46
<b>Figure 2.2 :</b> Modèle Elasto-Plastique avec écrouissage.....	2-46
<b>Figure 2.3 :</b> Modèle de TAKEDA.....	2-47
<b>Figure 2.4 :</b> Modèle de TAKEDA modifiée.....	2-47
<b>Figure 2.5 :</b> Modèle contrainte-déformation pour le béton confiné de Mander et al. 1988.....	2-49
<b>Figure 2.6 :</b> Modèle de Mander de contrainte-déformation pour le béton non confiné.....	2-50
<b>Figure 2.7 :</b> Diagramme contrainte déformation de Park pour l'acier.....	2-51
<b>Figure 2.8 :</b> Modélisation multifibre (Ceresa et al., 2007 ; Morsli et Belabbaci 2019) .....	2-52
<b>Figure 2.9 :</b> La discrétisation de la section en fibre (Svetlana et al. 2012) .....	2-53
<b>Figure 2.10 :</b> La transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté.....	2-54

## Liste des Figures

<b>Figure 2.11</b> : Distribution verticale de la charge latérale selon FEMA 356.....	2-56
<b>Figure 2.12</b> : Définition de la longueur de la rotule plastique (Park et Paulay, 1975) .....	2-57
<b>Figure 2.13</b> : Schéma illustrant le processus par lequel la méthode du coefficient de modification du déplacement est utilisée pour estimer le déplacement cible (FEMA 356) .....	2-58
<b>Figure 2.14</b> : Courbe de capacité force-déplacement idéalisée (bi-linéaire) .....	2-60
<b>Figure 2.15</b> : La représentation physique des courbes de capacité.....	2-61
<b>Figure 2.16</b> : Courbe de capacité.....	2-62
<b>Figure 2.17</b> : Représentation de la courbe de capacité selon FEMA 356.....	2-63
<b>Figure 2.17</b> : Représentation de la courbe de capacité selon FEMA 356.....	2-65
<b>Figure 3.2</b> : Image Satellite Quick-bird montrant les 2 cités « Ibn Khaldoun » et «800 logements » prise le 22/04/2002 (Avant le séisme de Boumerdès du 21.05.2003) (Boukri 2014) .....	2-66
<b>Figure 3.2</b> : Répartition des dommages dans la cité Ibn Khaldoun (1200 logements) .....	2-67
<b>Figures 3.3</b> : Dommages réels aux bâtiments de la Cite 1200 logements suite au séisme de Boumerdès.....	2-68
<b>Figure 3.4</b> : Carte géologique et géotechnique de la ville de Boumerdès (CGS 2009 ; Bourenane 2010) .....	2-69
<b>Figure 3.5</b> : Coupe géologique à travers les plateaux de la ville et le Sahel de Boumerdès (Bourenane 2010, Farsi et al. 2013) .....	2-70
<b>Figure 3.3</b> : Vue en 3D de la structure.....	2-71
<b>Figure 3.4</b> : Vue en plan de la terrasse.....	2-71
<b>Figure 3.5</b> : Vue en plan d'un étage courant.....	2-71
<b>Figure 3.7</b> : Vue en élévation XZ (portique 4) .....	2-72
<b>Figure 3.7</b> : Vue en élévation XZ (portique 4) .....	2-72
<b>Figure 3.8</b> : Vue en élévation XY.....	2-72
<b>Figure 3.9</b> : Configuration de la structure existante (RDC jusqu'au 5 <sup>ème</sup> étage) .....	2-78
<b>Figure 3.10</b> : Modes de vibration de la structure existante.....	2-79
<b>Figure 3.11</b> : Les faces de la section des poteaux.....	2-87
<b>Figure 4.1</b> : Loi de comportement du béton en compression et en traction.....	2-91
<b>Figure 4.2</b> : Loi de comportement du béton utilisée.....	2-91
<b>Figure 4.3</b> : Loi de comportement de l'acier d'armature.....	2-92
<b>Figure 4.4</b> : Loi de comportement de l'acier d'armature utilisée.....	2-92
<b>Figure 4.5</b> : Critères d'acceptation typiques IO, LS et CP d'une rotule.....	2-93
<b>Figure 4.6</b> : Positions typiques des rotules dans un modèle de structure.....	2-93
<b>Figure 4.7</b> : Définition des rotules plastiques dans ETABS 20.....	2-94
<b>Figure 4.8</b> : Les rotules plastiques au niveau des poteaux.....	2-94
<b>Figure 4.9</b> : Les rotules plastiques au niveau des poutres.....	2-95
<b>Figure 4.10</b> : Courbe Force-déplacement d'une rotule utilisée par le logiciel ETABS.....	2-95
<b>Figure 4.11</b> : Définition de la charge gravitaire dans l'analyse Push-over.....	2-96
<b>Figure 4.12</b> : Définition du chargement Pushover latérale (sens X) .....	2-96
<b>Figure 4.13</b> : Courbes de capacité (a. selon X-X ; b. selon Y-Y) .....	2-97
<b>Figure 4.14</b> : Les rotules plastiques dans la file 4 (plan XZ) .....	2-98
<b>Figure 4.15</b> : L'évolution de la rotule plastique.....	2-98
<b>Figure 4.16</b> : Les rotules plastique dans la dernière étape de l'analyse Pushover (selon l'axe Y-Y) .....	2-99
<b>Figure 4.17</b> : L'évolution de la rotule plastique.....	2-99
<b>Figure 4.18</b> : Courbes de capacité selon les deux axes (X-X ; Y-Y) .....	2-100
<b>Figure 4.19</b> : Dimensions des poteaux.....	2-100
<b>Figure 21</b> : Pushover selon X-X.....	2-101

## Liste des Figures

---

<b>Figure 22</b> : Pushover selon Y-Y.....	2-101
<b>Figure 5.1</b> : La variante réalisée.....	2-105
<b>Figure 5.2</b> : Vue en 3D du modèle de renforcement.....	2-106
<b>Figure 3</b> : Les dimensions des voiles avec ouvertures insérés.....	2-106
<b>Figure 5.5</b> : Poteau 40x70.....	2-107
<b>Figure 5.4</b> : Poteau 40x70.....	2-107
<b>Figure 5.6</b> : Poteau gauche 30x60.....	2-107
<b>Figure 5.7</b> : Poteau droit 30x60.....	2-107
<b>Figure 5.8</b> : Courbe pushover selon l'axe X-X.....	2-112
<b>Figure 5.9</b> : Courbe Pushover selon l'axe Y-Y.....	2-112
<b>Figure 5.10</b> : Positions des rotules plastiques (File 4 plan XZ) .....	2-113
<b>Figure 5.11</b> : l'évolution de la rotule plastique (CP) .....	2-114
<b>Figure 5.12</b> : Positions des rotules plastiques.....	2-114
<b>Figure 5.13</b> : l'évolution de la rotule plastique (CP) .....	2-115
<b>Figure 5.14</b> : Courbe de capacité selon le sens (Y-Y) .....	2-116
<b>Figure 5.15</b> : Intersection de la courbe de capacité idéalisée avec le déplacement cible (X-X) .....	2-117
<b>Figure 6.1</b> : Première variante proposée.....	2-122
<b>Figure 6.2</b> : Deuxième variante proposée.....	2-127
<b>Figure 6.3</b> : Exemples de systèmes utilisés pour l'isolation.....	2-134
<b>Figure 6.4</b> : amortisseur ADAS (Aiken et al. 1993) .....	2-135
<b>Figure 6.5</b> : amortisseur métallique de type ADAS (plaques en formes de X), b) son emplacement dans un bâtiment (Cundumi Sánchez 2005) .....	2-136
<b>Figure 6.6</b> : Déformation du dispositif ADAS et sa boucle d'hystérésis (Aiken 2006) ....	2-136
<b>Figure 6.7</b> : Dispositif TADAS et sa boucle d'hystérésis.....	2-137
<b>Figure 6.8</b> : amortisseur à friction (PALL) .....	2-138
<b>Figure 6.9</b> : Amortisseurs viscoélastiques (Cundumi Sánchez 2005) .....	2-139
<b>Figure 6.10</b> : Amortisseurs viscoélastiques.....	2-139
<b>Figure 6.11</b> : Amortisseurs à fluide visqueux.....	2-141
<b>Figure 6.12</b> : L'emplacement des amortisseurs à fluide visqueux.....	2-142
<b>Figure 6.13</b> : Emplacement et détails des suspensions du toit (source Mori) .....	2-142
<b>Figure 6.14</b> : Les systèmes de TMD pendulaire et de Translation.....	2-143
<b>Figure 6.15</b> : Les systèmes de TMD pendulaire et de Translation.....	2-143
<b>Figure 6.16</b> : comparaison entre le (AMD) et (TMD)c.....	2-144
<b>Figure 6.17</b> : Positionnement des amortisseurs extérieurs.....	2-147
<b>Figure 6.18</b> : La courbe pushover suivant le sens x.....	2-151
<b>Figure 6.19</b> : La courbe pushover suivant le sens y.....	2-151
<b>Figure 6.20</b> : La courbe pushover suivant le sens x.....	2-153
<b>Figure 6.21</b> : La courbe pushover suivant le sens y.....	2-153
<b>Figure 6.22</b> : La courbe pushover suivant le sens x.....	2-155
<b>Figure 6.22</b> : La courbe pushover suivant le sens y.....	2-155
<b>Figure 7.1</b> : Schématisation du développement de la courbe du spectre de (Chopra and Goel 1999) .....	2-162
<b>Figure 7.2</b> : Conversion du spectre de réponse élastique en format ADRS (ATC 40-1996 ; Chopra 1999) .....	2-163
<b>Figure 7.3</b> : Détermination de la demande en déplacement (Point de demande) .....	2-164
<b>Figure 7.4</b> : Représentation bilinéaire du spectre de capacité (ATC-40 1996 ; Boukri 2014) .....	2-165
<b>Figure 7.5</b> : Procédure de définition du point de performance initial (api, dpi) par l'hypothèse des égalités des déplacements.....	2-166

## Liste des Figures

---

<b>Figure 7.6</b> : Développement du spectre de demande réduit.....	2-170
<b>Figure 7.7</b> : Détermination de la période de la borne supérieure du plateau du spectre de demande réduit (Tsr) .....	2-171
<b>Figure 7.8</b> : Détermination du point de performance final de la structure.....	2-172
<b>Figure 7.9</b> Etats limites de dommages selon RISK-UE (Milutinovic et al. 2004) .....	2-172
<b>Figure 7.10</b> : Représentation des courbes de fragilité pour 4 niveaux de dommages (FEMA 2004) .....	2-173
<b>Figure 7.12</b> : Sens X-X.....	2-175
<b>Figure 7.13</b> : Sens Y-Y.....	2-175
<b>Figure 7.14</b> : Sens X-X.....	2-175
<b>Figure 7.15</b> : Sens Y-Y.....	2-175
<b>Figure 7.16</b> : Sens X-X.....	2-176
<b>Figure 7.17</b> : Sens Y-Y.....	2-176
<b>Figure 7.18</b> : Sens X-X.....	2-176
<b>Figure 7.19</b> : Sens Y-Y.....	2-176
<b>Figure 7.19</b> : Sens X-X.....	2-176
<b>Figure 7.20</b> : Sens Y-Y.....	2-176
<b>Figure 7.21</b> : Sens X-X.....	2-178
<b>Figure 7.22</b> : Sens Y-Y.....	2-178
<b>Figure 7.23</b> : Sens X-X.....	2-178
<b>Figure 7.24</b> : Sens Y-Y.....	2-178
<b>Figure 7.25</b> : Sens X-X.....	2-179
<b>Figure 7.26</b> : Sens Y-Y.....	2-179
<b>Figure 7.27</b> : Sens X-X .....	2-179
<b>Figure 7.28</b> : Sens Y-Y.....	2-179
<b>Figure 7.29</b> : Sens X-X.....	2-179
<b>Figure 7.30</b> : Sens Y-Y.....	2-179
<b>Figure 7.31</b> : Point de performance de la variante 1 de renforcement (Y-Y) .....	2-180

## **LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES :**

Art : Article

B.A : Béton armé

B.A.E.L : Béton Armé aux Etats Limites

CPT : Cahier des Prescriptions Techniques

D.T.R : Document Technique de Référence

D.T.U : Document Technique de Unifié

R.P.A : REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES

C.C.B.A : Règlements classiques - coefficient de sécurité

E.L.U : Etat Limite Ultime

E.L.S : Etat Limite de Service

FP : Fissuration Préjudiciable

FPP : Fissuration Peu préjudiciable

FTP : Fissuration Très préjudiciable

G : Charge permanente H.A : Haute Adhérence

KN : Kilo Newton, Ks : Facteur de simultanéité ou de foisonnement

MPa : Méga Pascal

NFP : Norme Française relative aux marchés de travaux de bâtiment

Q : charge d'exploitation

RDC : Rez-de-chaussée

TN : Terrain Naturel

CTC : Le contrôle technique des constructions

CGS : CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE  
PARASISMIQUE

TFC : issu de fibres de carbone

ATC : Applied Technology Council

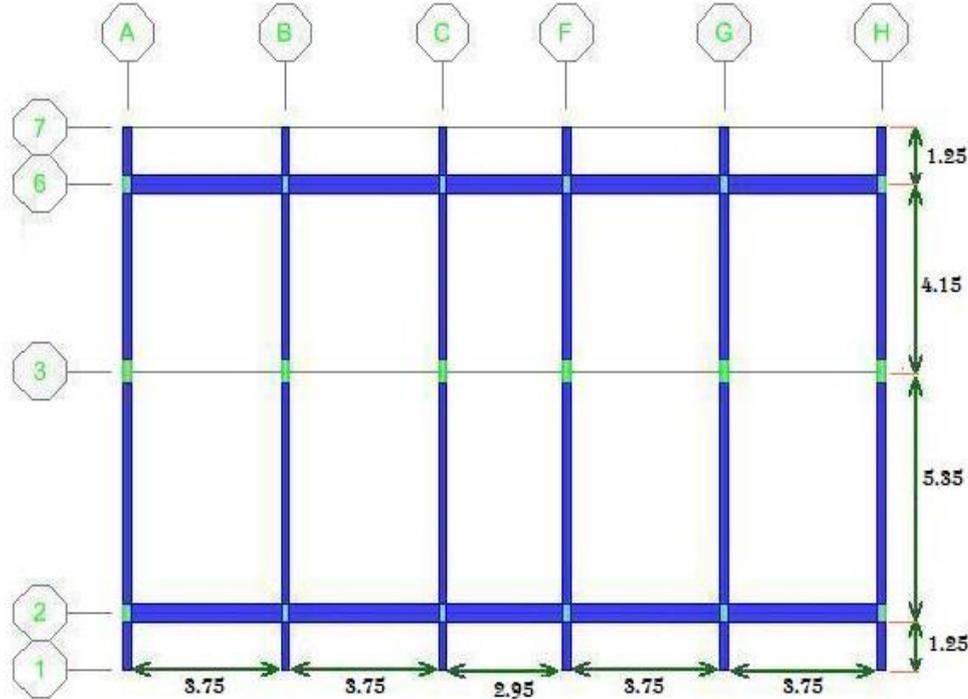
FEMA : Federal Emergency Management Agency

ADRS : Acceleration Displacement Response Spectrum

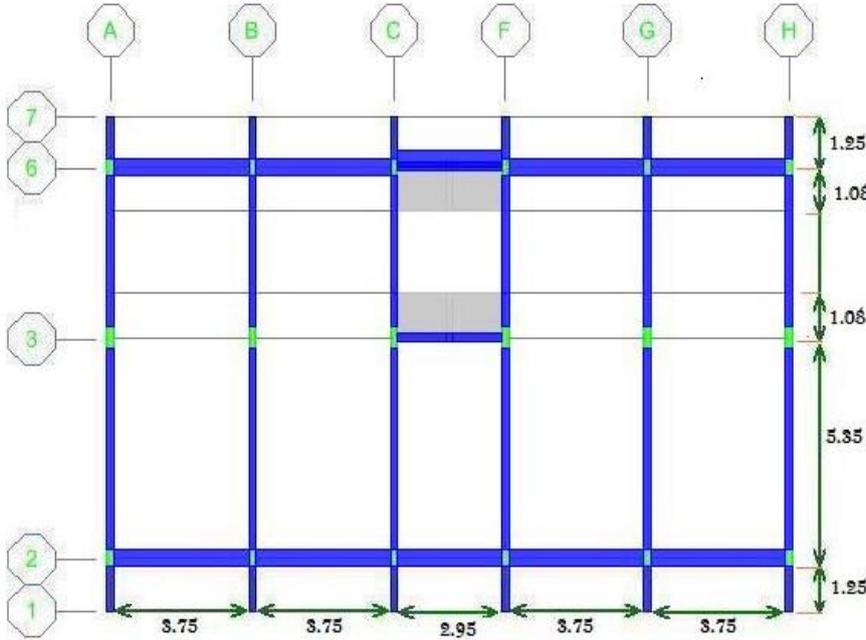
MDOF : Multi Degree Of Freedom

SDOF : Single Degree Of Freedom

PRESENTATION DE LA STRUCTURE



*Vue en plan de niveau terrasse.*



*Vue en plan des niveaux RDC et 1.2.3.*

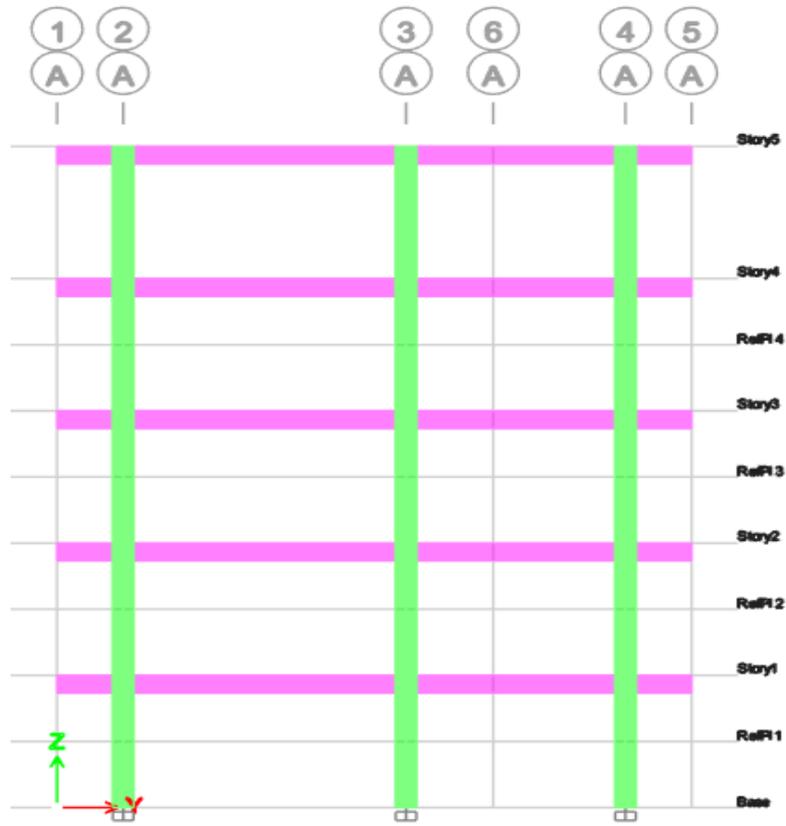
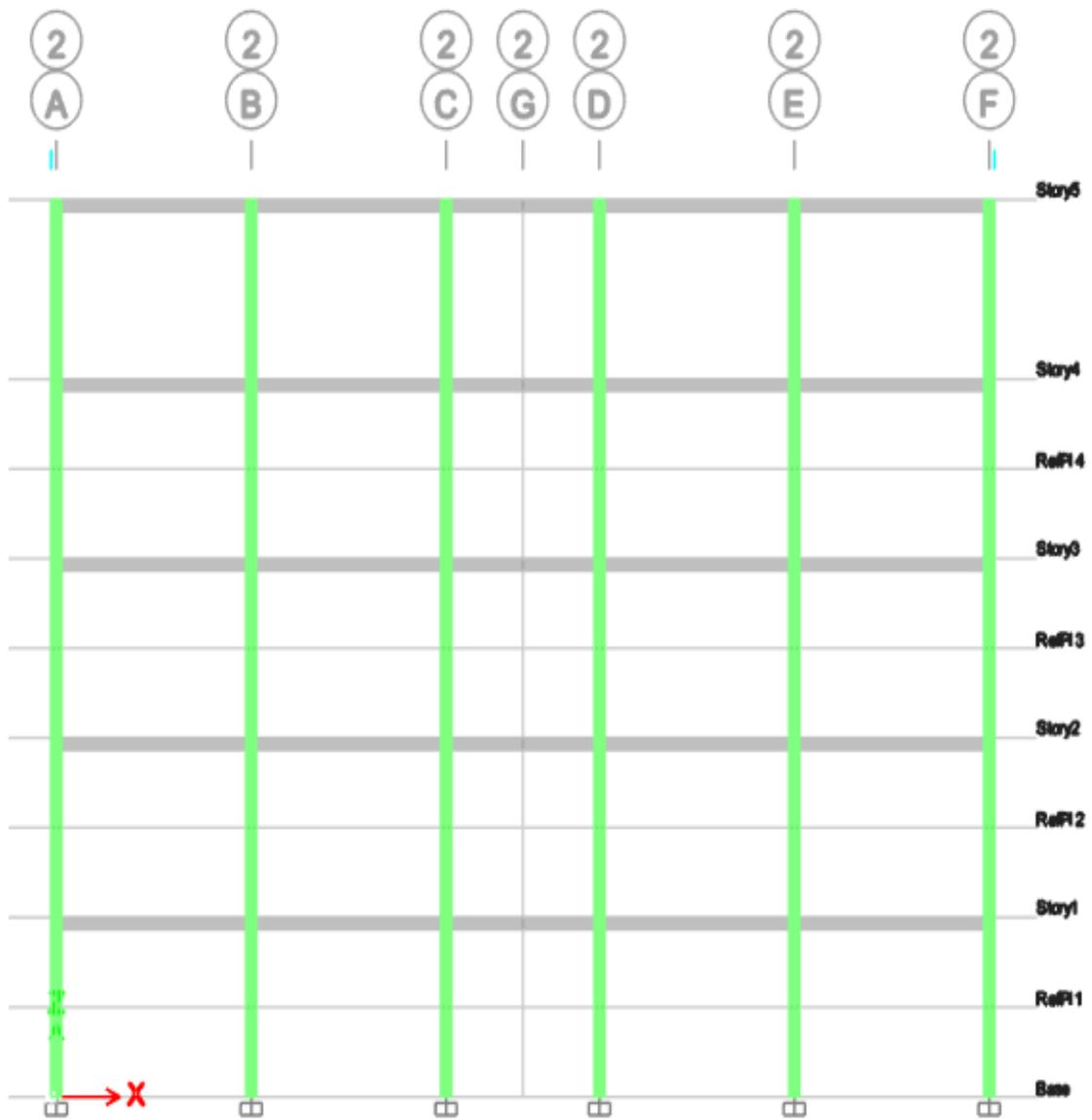
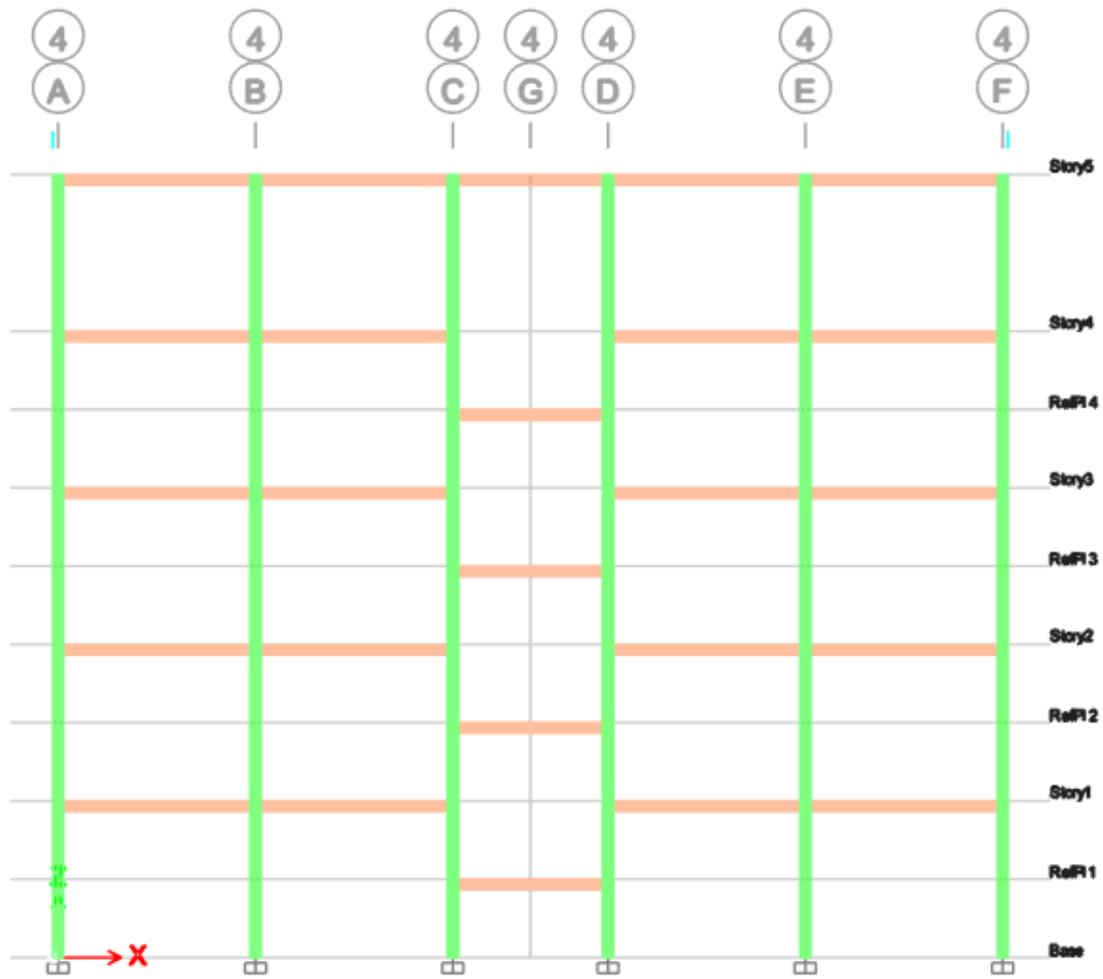


Figure 3.5. Vue en plan YZ (file A)



Vue en plan XZ (file 2)



Vue en plan XZ (file 4)

## INTRODUCTION GENERALE

L'historique des séismes passés montre que l'Algérie est fortement exposée aux risques de tremblements de terre violents, qui peuvent engendrer des catastrophes à grande échelle avec des dégâts considérables à l'instar du dernier séisme de Boumerdès de 2003.

L'expérience de ces séismes a montré que de nombreuses structures en béton armé ont été soit gravement endommagées ou bien détruites d'où la nécessité d'évaluer le comportement sismique réel des bâtiments existants. A cet effet, la réhabilitation sismique des structures en béton armé dans les zones à forte sismicité est un sujet à intérêt accru, du fait que les structures vulnérables doivent être identifiées et un niveau de protection acceptable doit être déterminé.

Pour l'évaluation de ces structures, les méthodes linéaires élastiques classiques s'avèrent insuffisantes du fait qu'ils n'approchent pas le comportement réel de la structure, à savoir que la définition de la ductilité et la capacité à dissiper de l'énergie reste un sujet à discuter.

Réellement, une structure soumise à un violent séisme est sollicitée au-delà du domaine élastique et se comporte de manière fortement non-linéaire. Du fait du caractère élasto- plastique du béton armé, la dégradation apparaît soit progressivement soit brutalement, en diverses parties de la structure, provoquant ainsi la plastification (*ou l'endommagement*), d'où s'ensuit une redistribution des efforts. La rigidité globale est modifiée pendant la réponse dynamique et la capacité résistante dépend du comportement de chaque composant de la structure. La dégradation est plus sensible au "*déplacement*" qu'à "*l'effort*", car la ruine est plus liée à une atteinte de la limite en déformation qu'au dépassement d'une limite en effort.

Pour cela, les ingénieurs de structures ont recours à des techniques non linéaires telles que l'analyse statique non-linéaire (PUSHOVER). Cette analyse est un moyen relativement simple pour explorer la conception d'une structure. Elle consiste à pousser un modèle mathématique d'une structure en imposant un déplacement ou un effort dans le but de prévoir la séquence de l'endommagement dans le domaine inélastique afin de détecter les liens faibles.

Il existe plusieurs chercheurs qui ont investis des recherches dans ce domaine, parmi les plus réputés à savoir Chopra, Fajfar, Priestley, etc. et plusieurs codes et guides qui ont été élaborés dans ce cadre, parmi les plus importants on peut citer FEMA 356 et 440, ATC-40 et l'Eurocode 8.

L'objet de cette étude est l'application de l'analyse statique non linéaire en poussée progressive (PUSHOVER Analysis) afin d'évaluer les performances sismiques d'un bâtiment constitué d'un RDC plus 05 étages à usage d'habitation contreventé par des portiques auto-stables (Système poteaux-poutres) en béton armé. Cette structure a été sérieusement endommagée suite au séisme de

Boumerdès du 21 Mai 2003 ( $M_w=6.8$ ) ce qui a nécessité son renforcement afin de répondre aux exigences du règlement actualisé **RPA99/2003**.

Cette étude nous permettra aussi de suivre l'apparition et l'évolution des rotules plastiques dans les éléments structuraux.

Ce projet se décline en deux grandes parties :

La première partie consiste à l'étude et le dimensionnement du bâtiment proposé conformément aux règles de calcul de structures en béton armé ainsi que le code parasismique en vigueur, à savoir (BAEL91 modifié 99, CBA93, RPA99 Version 2003, etc.). Ce travail a pour but d'initier les mastérants dans le calcul de structure et préparer la deuxième partie.

La deuxième partie concernera l'étude de renforcement de la structure proposée avec ses caractéristiques d'exécution initiales (lors de sa construction) et dont nous disposons de toutes les informations nécessaires. A cet effet, cette partie sera réalisée en six chapitres. Le premier chapitre constitue une recherche bibliographique sur les différentes techniques et procédés de renforcement des bâtiments en béton armé. Le second chapitre porte sur la méthodologie d'évaluation de la capacité sismique des structures en béton armé (Méthode d'analyse statique non-linéaire : PUSHOVER Analysis). Le troisième chapitre concernera la description de la structure étudiée lors de sa réalisation. Dans le quatrième chapitre, il sera question de vérifier de la structure, initialement étudiée, vis-à-vis des sollicitations sismiques conformément aux règles parasismiques algériennes en vigueur (RPA99 Version 2003). Le cinquième chapitre a pour objet l'analyse capacitaire (analyse non linéaire) de la structure autostable étudiée (*avant renforcement*). Le sixième chapitre quant à lui concerne le renforcement de la structure et étude Capacitaire de la structure après renforcement, avec la comparaison entre les performances sismiques des deux structures (avant et après renforcement). Dans le septième chapitre, nous allons exposer la procédure d'estimation de la performance sismique des structures vis-à-vis de sollicitations sismiques majeures.

Enfin, nous clôturons ce projet par une conclusion générale avec quelques recommandations et perspectives.

# *Partie 1*

## **I.1. Introduction**

Le projet faisant l'objet de notre mémoire de fin de cycle de master est un bâtiment en béton armé en forme régulière, composé d'un RDC+05 étages à usage d'habitation avec une terrasse inaccessible.

Ce bâtiment est implanté à la commune de Boumerdès (Wilaya de Boumerdès). Cette région est classée en zone sismique III selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien (*RPA 99/version 2003*).

## **I.2. Description du Projet**

L'objet de notre projet est de mettre en application les connaissances acquises durant les cycles de formation de License et de Master dans ce projet de fin d'études intitulé :

*« Etude de renforcement d'un bâtiment en béton armé en RDC+05 étages à usage d'habitation endommagé suite a séisme de Boumerdès de 2003 ».*

### **I.2.1. Caractéristiques géométriques :**

*Dimensions en élévation :*

- La hauteur totale du bâtiment : 18.00m.
- La hauteur du Rez-de-chaussée : 3.00m.
- La hauteur d'étage courant : 3.00m.

*Dimension en plan :*

- La longueur totale en plan : 17,95m.
- La largeur totale en plan : 12,00m.

### **I.2.2. Ossature**

On appelle ossature l'association d'éléments verticaux et d'éléments horizontaux, L'ossature à la fonction de résister à des efforts verticaux engendrés par les charges permanentes, les surcharges d'exploitation et à des efforts horizontaux dus aux vents et aux séismes

### **I.2.3. Plancher :**

Vu la forme géométrique des panneaux et en fonction du type d'usage, nous avons opté pour un seul type de plancher :

- Plancher en corps creux.

### **I.2.4. Escalier :**

La structure comporte une seule cage d'escalier, l'escalier est constitué de deux volées et d'un seul palier intermédiaire.

### **I.2.5. Maçonnerie :**

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitué d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparée par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

### 1.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91 version 99) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003 et CBA93).

#### 1.3.1. Le béton :

##### 1.3.1.1. Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué par un mélange dans des proportions convenables de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et doit présenter certains critères à savoir :

- ✓ Une résistance mécanique élevée.
- ✓ Un retrait minimum.

##### 1.3.1.2. Résistance du béton :

###### a) Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « J » jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques de 200,96 cm<sup>2</sup> de section et de 32 cm de hauteur.

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre projet, on prend :  $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ .

###### a) Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
- Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par «  $f_{tj}$  », elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ , on trouve  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

### **I.3.1.3. Module de déformation longitudinale :**

Ce module est connu sous le nom de module de « *Young* ou *module de déformation longitudinale* », il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

a) Module d'élasticité instantané «  $E_{ij}$  » :

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \xi$ ) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel [CBA,93].

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa})$$

b) Module d'élasticité différé «  $E_{vj}$  » :

Il est mesuré à partir de la courbe ( $\sigma - \xi$ ) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire (CBA 1993).

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

Pour notre cas :

$$f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$$

### **I.3.1.4. Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

E.L.U :  $\nu = 0,0$  calcul des sollicitations (béton fissuré)

E.L.S :  $\nu = 0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré)

### **Poids volumétrique :**

On adopte la valeur  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

### **I.3.1.5. Les contraintes limites de calcul :**

a) **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

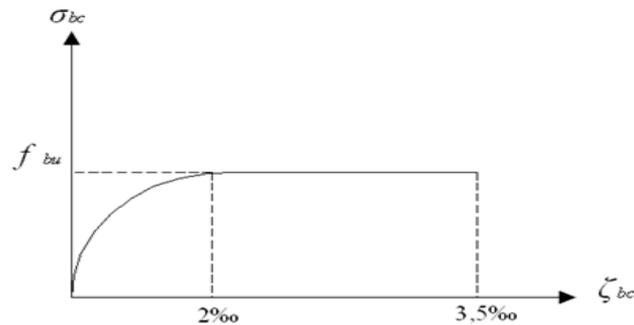
$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :  $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité.

Tel que :

$\gamma_b = 1,5$  cas des situations durables ou transitoires.....  $f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,15$  cas des situations accidentelles.....  $f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$



**Figure I.1 :** Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELU

b) Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

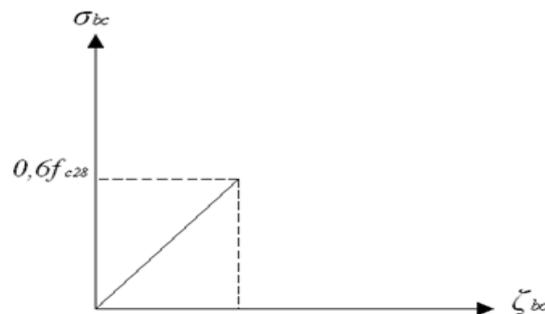
L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton

L'état limite de service d'ouverture des fissures.

L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :  $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  on trouve :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$



**Figure I.2 :** Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

### I.3.2. Les aciers :

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction. Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Barres à haute adhérences (HA) : *FeE40*
- Treillis soudés (TS) : *TLE52*  $\varnothing = 6 \text{ mm}$  pour les dalles.

### I.3.2.1. Les limites élastiques :

- Barres à haute adhérence (HA) :  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .
- Treillis soudés (TS) :  $f_e = 520 \text{ MPa}$ .
- 
- Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

### I.3.2.2. Les contraintes limites de calcul :

#### a. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

$f_e$  : Contrainte limite élastique.

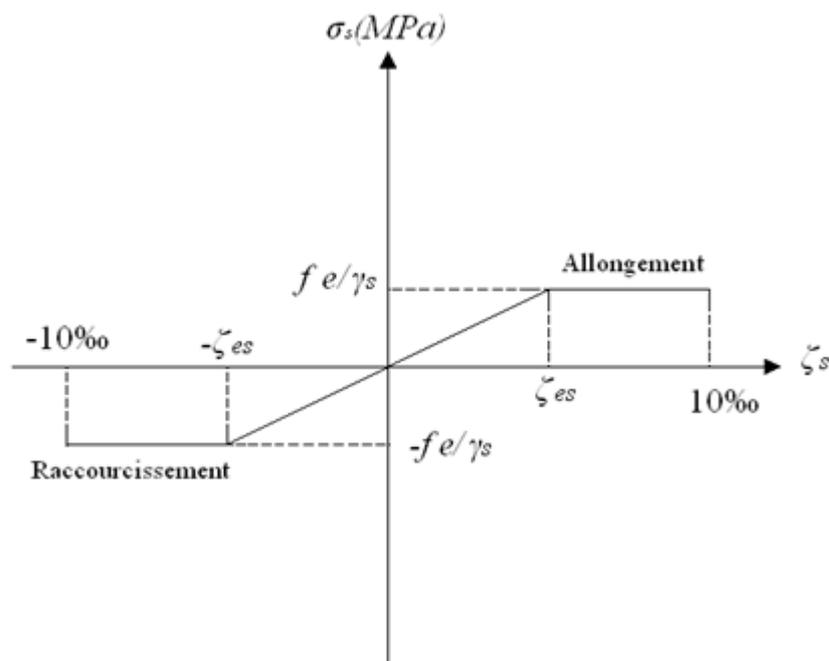
$$\zeta_s : \text{Déformation (allongement) relative de l'acier} \rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L} \qquad \xi_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

$$\sigma_s : \text{Contrainte de l'acier.} : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE40 on a :  $\zeta_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2.10^5} = 1,74\text{‰}$



**Figure I.3 :** Diagramme contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

#### b. Contrainte limites à l'état limite de service E.L.S :

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

- Fissuration peu nuisible..... Pas de limite (BAEL, 99)
- Fissuration Préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0.5f_e, 110\sqrt{n}ftj)\right)$  (BAEL, 99)
- Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = 0.8\xi$  (BAEL, 99)

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$  pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$  pour les aciers à haute adhérence.

#### 1.3.2.3. Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté "  $n$  " est le rapport de :  $\frac{E_s}{E_b} = 15$

$n$  : Coefficient d'équivalence.

$E_s$  : Module de déformation de l'acier.

$E_b$  : Module de déformation du béton.

### I.4. Hypothèse de calcul :

Le calcul béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.

## II.1. INTRODUCTION :

Le prédimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres) d'une structure est une étape importante dans un ouvrage de génie civil.

Cette étape représente le point de départ et la base pour la démonstration de la résistance, de la stabilité et de la durabilité de la structure aux sollicitations suivantes :

- **Contrainte verticale :**

Ils sont dus aux charges permanentes et à la surcharge opérationnelle des planchers, poutres, poteaux et voiles qui sont finalement transférées de la fondation au sol.

- **Contrainte horizontale :**

Ils proviennent généralement de tremblements de terre (en cas d'endommagement du béton) et sont nécessaires pour les éléments de support formés par l'ossature.

Tous les éléments de l'ossature doivent être pré-dimensionnés conformément aux règles **B.A.E.L 91 version 99, CBA93 et R.P.A 99 Version 2003.**

## II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS :

Les planchers constituent la séparation horizontale entre les étages, assurant la transmission entre les étages.

Appliquer des charges sur les éléments porteurs (colonnes, poutres, voiles) et isolation thermique, acoustique, coupe-feu et étanche.

### II.2.1: Plancher en corps creux :

$$\text{On a : } \frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad [\text{HEN, 99}]$$

Avec :

$e$  : Epaisseur de la dalle de compression + corps creux.

$L$  : La distance maximale de la poutre  $L_{max} = 3,75\text{m}$

$$\Rightarrow 15\text{cm} < e < 18,75\text{cm}$$

On opte donc pour un plancher en : **(16+5) cm.**

## II.3. EVALUATION DES CHARGES ET SURCHARGES

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges d'exploitation selon le **DTR B.C.2.2** (1988) qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

### II.3. 1. Charges permanentes :

#### II.3. 1. 1. Plancher terrasse inaccessible

Gravillon de protection ( $e = 5\text{cm}$ ) ( $\rho = 20\text{ kN/m}^3$ ) .....	(0,05) (20)	=	1 $\text{kN/m}^2$
Etanchéité multicouches ( $e = 2\text{cm}$ ) ( $\rho = 60\text{ kN/m}^3$ ).....		=	0,12 $\text{kN/m}^2$
Isolation thermique (liège) ( $e = 4\text{cm}$ ) ( $\rho = 4\text{ kN/m}^3$ ).....	(0,04) (4)	=	0,16 $\text{kN/m}^2$
Forme de pente ( $e_{\text{moy}} = 10\text{cm}$ ) ( $\rho = 22\text{ kN/m}^3$ ).....	(0,1) (22)	=	2,20 $\text{kN/m}^2$
Dalle à corps creux (16+5) cm.....		=	2,85 $\text{kN/m}^2$
Enduit au plâtre ( $e = 2\text{cm}$ ) ( $\rho = 10\text{ kN/m}^3$ ) .....	(0,02) (10)	=	0,20 $\text{kN/m}^2$

---


$$\Sigma G = 6,53 \text{ kN/m}^2$$

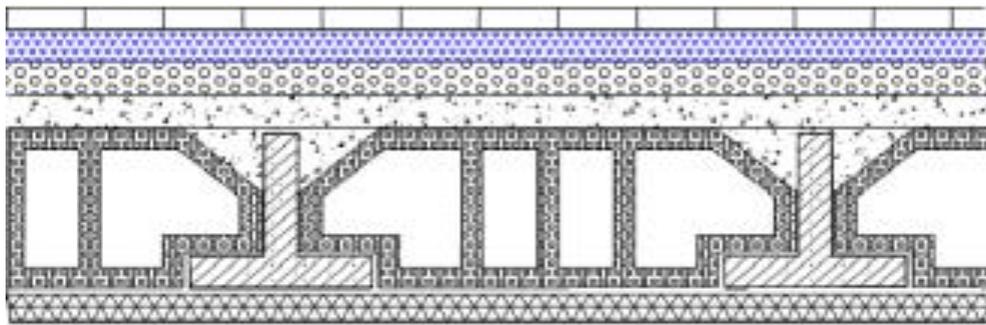


Figure. II.1. Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.

#### II.3.1.2. Plancher d'étage courant:

Carrelage ( $e = 2\text{cm}$ ) ( $\rho = 20\text{ kN/m}^3$ ) .....	(0,02) (20)	=	0,40 $\text{kN/m}^2$
Mortier de pose ( $e = 2\text{cm}$ ) ( $\rho = 20\text{ kN/m}^3$ ) .....	(0,02) (20)	=	0,40 $\text{kN/m}^2$
Lit de sable ( $e = 3\text{cm}$ ) ( $\rho = 18\text{ kN/m}^3$ ) .....	(0,03) (18)	=	0,54 $\text{kN/m}^2$
Dalle à corps creux (16+5) cm.....		=	2,85 $\text{kN/m}^2$
Enduit au plâtre (2cm) ( $\rho = 10\text{ kN/m}^3$ ) .....	(0,02) (10)	=	0,20 $\text{kN/m}^2$
Cloisons légères .....		=	1,00 $\text{kN/m}^2$

---


$$\Sigma G = 5,39 \text{ kN/m}^2$$

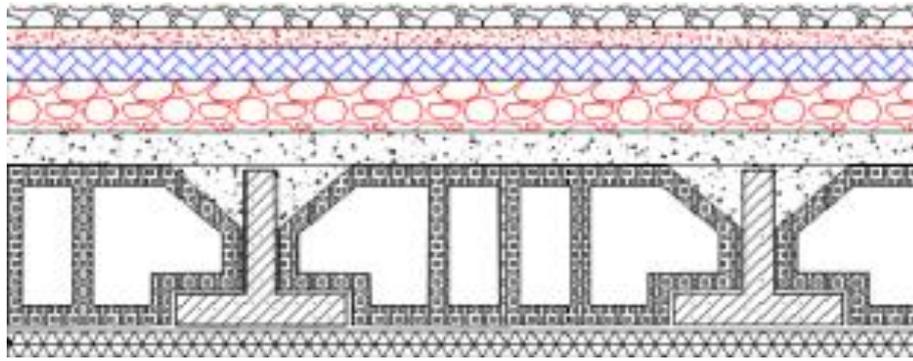


Figure. II. 2 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

### II.3.1.3 Balcons :

Carrelage ( $e=2\text{cm}$ ; $\rho=22\text{kN/m}^3$ ).....	0,44kN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose ( $e=2\text{cm}$ ; $\rho=20\text{kN/m}^3$ ).....	0,40kN/m <sup>2</sup>
Lit de sable ( $e=3\text{cm}$ ; $\rho=18\text{kN/m}^3$ ).....	0,54kN/m <sup>2</sup>
Dalle à corps creux (16+5) cm.....	2,85 kN/m <sup>2</sup>
Enduit en ciment ( $e=2\text{cm}$ ; $\rho=18\text{kN/m}^3$ ).....	0,36kN/m <sup>2</sup>
	<b>G=4,59kN/m<sup>2</sup></b>

### II.3.1.4 - Maçonnerie :

#### Murs extérieurs :

Enduit en ciment ( $e=2\text{cm}$ ; $\rho=18\text{kN/m}^3$ ).....	0,36kN/m <sup>2</sup>
Brique creuse ( $e=15\text{cm}$ ; $\rho=9\text{kN/m}^3$ ).....	1,35kN/m <sup>2</sup>
Ame d'air ( $e=5\text{cm}$ ).....	0,00kN/m <sup>2</sup>
Brique creuse ( $e=10\text{cm}$ ; $\rho=9\text{kN/m}^3$ ).....	0,90kN/m <sup>2</sup>
Enduit en plâtre ( $e=2\text{cm}$ ; $\rho=10\text{kN/m}^3$ ).....	0,20kN/m <sup>2</sup>
	<b>G=2,81kN/m<sup>2</sup></b>

### II.3.2. Charges d'exploitation :

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

- Acrotère (main courante).....	Q = 1,0 kN/ml
- Plancher terrasse (inaccessible).....	Q = 1,0 kN/m <sup>2</sup>
- Plancher courant (habitation).....	Q = 1,5 kN/m <sup>2</sup>
- Escaliers.....	Q = 2,5 kN/m <sup>2</sup>
- Balcon.....	Q = 3,5 kN/m <sup>2</sup>

## II.4. Pré dimensionnement des poutres :

### II.4.1. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé et ont pour but de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmis par les planchers.

Leur prédimensionnement se base sur les étapes suivantes :

Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules données par le **BAEL91 modifié 99**.

Vérification des dimensions (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien **RPA99 version 2003**.

- Selon le **BAEL91 modifié 99** : [1]

La hauteur **h** de la poutre doit être :  $L/15 \leq h \leq L/10$

La largeur **b** de la poutre doit être :  $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

- L : Portée de la poutre de la plus grande travée considérée entre nus.
- h : Hauteur de la poutre.
- b : Largeur de la poutre.

#### a) Pré dimensionnement des poutres porteuses :

- La longueur la plus défavorable est égale à  $L_e$  pré dimensionnement de la section transversale se fait selon les formules **BAEL 91** [1] et vérifier selon le règlement **RPA99** [2].

**Selon le BAEL :**

$$L=535-30 = 505\text{cm}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$33,67 \leq h \leq 50,5 \text{ (cm)}$$

On choisit : **h=45 cm**

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

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

On choisit : **b=30 cm**

**Vérification selon RPA99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} H \geq 30 \text{ cm} \\ B \geq 20\text{cm} \\ h/b \leq 4 \implies 45/30 = 1,5 \end{array} \right.$$

Les conditions de RPA sont vérifiées alors on prend Poutres porteuses (**30x45**).

**b) Pré dimensionnement des poutres non porteuses :**

$$L=375-30 = 345\text{cm}$$

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$23 \leq h \leq 34,5 \text{ (cm)}$$

On choisit : **h=35 cm**

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

$$9 \leq b \leq 21$$

On choisit : **b=30 cm**

**Vérification selon RPA99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} H \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \implies 35/30 = 1,16 \leq 4$$

Les conditions de RPA sont vérifiées, alors on prend Poutres non porteuses (**30x35**).

• **Condition de rigidité :**

On doit vérifier que :  $\left(\frac{h}{L}\right) > \left(\frac{1}{16}\right)$  [CBA,93]

$$\frac{45}{535} = 0,0841 > 0,0625 \quad \text{vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche « BAEL 91 modifié 99 » [BAEL,99]:**

On doit vérifier que :  $f_{\max} \leq \bar{f}$  Avec :  $\bar{f} = \begin{cases} 0,5 + \frac{L(\text{cm})}{1000} & \text{si } L > 5\text{m} \\ \frac{L(\text{cm})}{500} & \text{si } L \leq 5\text{m} \end{cases}$

Dans le cas d'une poutre isostatique avec une charge uniformément répartie ;

La flèche maximale est donnée par :  $f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj}I_b}$

Avec :

$L$  : La portée de la poutre.

$h$ : La hauteur de la section de la poutre.

$f_{\max}$ : La flèche maximale de la poutre.

$q$ : Charge uniformément répartie déterminée à E.L.S ( $q=G+Q$ ).

$G$ : Charge permanente reprise par la poutre.

$Q$ : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

$I_b$ : Moment d'inertie de la poutre par rapport au plan de flexion  $\left( I_b = \frac{bh^3}{12} \right)$

$E_{vj}$ : Module d'élasticité différé du béton armé ( $E_{vj}=10818,86MPa$ ).

❖ **Sens porteurs (h,b) = (45,30):**

$$\bar{f} = \frac{L(cm)}{500} = 1,07cm. \quad ; \quad E_{vj} = 10818,86MPa. \quad ; \quad I_b = 227812,5cm^4 \quad ; \quad L=5,35m$$

• **Plancher terrasse :**

$$q = G + Q = (6,34 \times 2,67 \times 25 \times 0,45 \times 0,3) + 1 \times 2,67 = 59,80kN/ml$$

$$f^{max} = 0,24 < 1,07cm \Rightarrow \text{D'où la flèche est vérifiée.}$$

• **Plancher courant :**

$$q = G + Q = (5,43 \times 2,67 \times 25 \times 0,45 \times 0,3) + 1,5 \times 2,67 = 52,93kN/ml$$

$$f^{max} = 0,21 < 1,07cm \Rightarrow \text{D'où la flèche est vérifiée.}$$

### **Conclusion :**

D'après la vérification de la flèche, on récapitule les sections adoptées pour les poutres dans le tableau suivant :

**Tableau II.1 : Choix des poutres.**

Etage	Type de poutre	$L_{max}$ (m)	Section (h×b) (cm <sup>2</sup> )
RDC à 5 <sup>eme</sup>	Porteuse	5,05	45×30
RDC à 5 <sup>eme</sup>	Non porteuse	3,45	35×30

## II.5. Pré dimensionnement des poteaux :

En choisissant la colonne avec la pression la plus élevée dans la structure, les dimensions de la colonne sont déterminées presque en simple compression. C'est-à-dire la colonne centrale, la colonne latérale et la colonne d'angle.

Chaque type de poteau sera donc affecté par la surface du plancher de charge, nous utiliserons un calcul basé sur la chute de charge et nous appliquerons une loi de charge décroissante en fonctionnement.

- **Procédure de prédimensionnement :**

Le Pré dimensionnement des poteaux s'effectue de la manière suivante :

- ✓ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ✓ Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- ✓ La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- ✓ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99 version 2003 ».

- **Dégression des charges d'exploitations :**

Lorsque la charge d'exploitation est la même pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalent à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Et ainsi de suite en réduisant de 10% par étage jusqu'à 0,50 Q. valeur conservée pour les étages inférieurs suivants :

**Tableau.II.2 :** Dégression des surcharges des charges d'exploitations.

Niveau des planchers	Surcharge	$\Sigma$ surcharge
Terrasse	$Q_0$	$\Sigma_0 = Q_0$
P5	$Q_1$	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$
P4	$Q_2$	$\Sigma_2 = Q_0 + 1,9(Q_1 + Q_2)$
P3	$Q_3$	$\Sigma_3 = Q_0 + 2,7(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
P2	$Q_4$	$\Sigma_4 = Q_0 + 3,4(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
P1	$Q_5$	$\Sigma_5 = Q_0 + 4(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

- **Dimensionnement des poteaux :**

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis

à la compression selon la formule suivante :  $N_u = \alpha \left[ \frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$

Avec :

$N_u$  : Effort normal ultime (compression) =  $1,35G + 1,5Q$ .

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

$\alpha$  : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

Selon le « **BAEL 91 modifié 99** » [BAEL, 99] :  $0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :  $\frac{A_s}{B} = 1\%$

$$\left. \begin{array}{l} \bullet \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50 \\ \bullet \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{array} \right\}$$

$\lambda$  : L'élancement du poteau considéré (pour les poteaux carrés il est préférable de prendre  $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$ ).

B : aire totale de la section du poteau

$A_s$  : section d'acier minimale.

$f_{c28}$  : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici on prend  $f_{c28} = 30\text{MPa}$ )

$f_e$  : contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend  $F_e = 400\text{MPa}$ )

$B_r$  : la section réduite d'un poteau obtenue en réduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires .....  $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

On tire de l'équation (1) la valeur de  $B_r$ .

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[ \frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

$\Rightarrow Br \geq 0,66 N_u$  (Br en  $\text{cm}^2$  et  $N_u$  en kN)

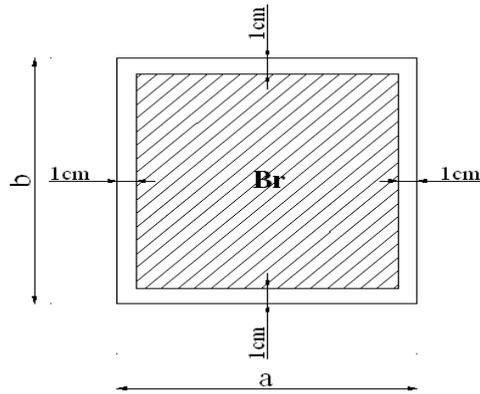


Figure. II.3 : section réduite du poteau.

❖ **Dimensions des poteaux**

❖ **Le minimum requis par le « RPA99 version 2003 » [RPA,03]:**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ \text{Min}(a;b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec :

(a ;b) : Dimensions de la section.

h<sub>e</sub>: Hauteur d'étage.

On opte pour des poteaux de section carrée (a=b).

Et On a :  $a = \frac{l_f}{10} = \frac{0,710}{10} = 21 \text{ cm}$

Avec : L<sub>f</sub>: Longueur de flambement.

On est dans la zone III donc on prend **a=30 cm**

Min (a,b) ≥ h/20

Conclusion : (a,b) = (30\*30) cm

❖ **Poteau central :**

▪ Le poteau le plus sollicité reprend une surface :

S1 = 2×1,8=3,6 m<sup>2</sup>

S =S2 =3,6 m<sup>2</sup>

S3 = 2,6×1,8 =4,68 m<sup>2</sup>

S3 =S4=4,68 m<sup>2</sup>

⇒ **Surface total = 16,56m<sup>2</sup>**

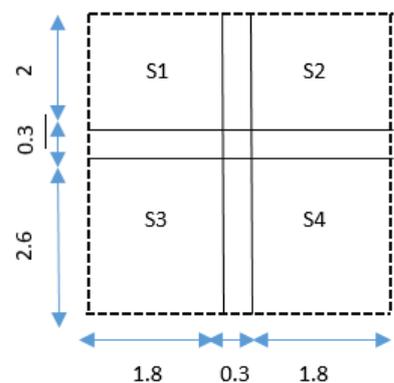


Figure II.4 : Poteau central

- Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

**a.1) Niveau terrasse inaccessible :**

Plancher :..... (16,56×6,53) =108,14 kN  
 Poutre porteuse : .....(0,45×0,30×25×5.05) =17,04 kN  
 Poutre non porteuse:..... (3,45×0,35×0,3×25) = 9,05 kN  
 Poteau :.....(0,3<sup>2</sup>×3,00×25)=6,75 kN

**ΣG= 141 kN**

Charge d’exploitation..... 1×16,56=**16,56 kN**

**a.2) Niveau étage courant :**

Plancher :..... (16,56×5,39) =89,26 kN  
 Poutre porteuse: ..... (0,45×0,30×25×5,05) =17,04 kN  
 Poutre non porteuse: ..... (3,45×0,35×0,3×25) = 9,05 kN  
 Poteau :.....(0,3<sup>2</sup>×3,00×25)=6,75 kN

**ΣG= 122,1 kN**

Charge d’exploitation..... 1,5×16,56=**24,84 kN**

- **La loi de dégression :**

**Tableau.II.3 :** Dégression des surcharges des charges d’exploitations.

Niveau	Charge d’exploitation de chaque étage	Charge d’exploitation cumulée
5eme	$Q_0 = 1 \times 16,56 = 16,56$	$\Sigma_0 = Q_0 = 16,56$
4eme	$Q_1 = 1,5 \times 16,56 = 24,84$	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1 = 41,4$
3eme	$Q_2 = 1,5 \times 16,56 = 24,84$	$\Sigma_2 = Q_0 + 1,9Q_1 = 63,75$
2eme	$Q_3 = 1,5 \times 16,56 = 24,84$	$\Sigma_3 = Q_0 + 2,7Q_1 = 83,63$
1er	$Q_4 = 1,5 \times 16,56 = 24,84$	$\Sigma_4 = Q_0 + 3,4Q_1 = 101$
RDC	$Q_5 = 1,5 \times 16,56 = 24,84$	$\Sigma_5 = Q_0 + 4Q_1 = 115,92$

**Tableau.II.4** : récapitulatif de la descente de charges sur le poteau central.

Niv	Charge permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Nu= 1.35G+1.5Q
	Plancher	Poutre	Poteau	Gtotale	Gcum	Qtotale	Qcum	
5eme	123,04	26,09	6,75	141	141	16,56	16,56	198,63
4eme	104,16	26,09	6,75	122,1	263,1	24,84	41,4	417,28
3eme	104,16	26,09	6,75	122,1	385,2	24,84	63,75	615,65
2eme	104,16	26,09	6,75	122,1	507,3	24,84	83,63	810,3
1er	104,16	26,09	6,75	122,1	629,4	24,84	101	1001,2
RDC	104,16	26,09	6,75	122,1	751,5	24,84	115,92	1188,4

o Choix des sections des poteaux centraux

**Lf=0.710=210cm**

**a = lf/10 = 21 cm**

**b =  $\frac{Br}{a-2} + 2 = \frac{131,1}{21-2} + 2 = 8,9cm$**

**$\sqrt{a * b} = \sqrt{21 * 8,9} = 13,67$**

**Tableau.II.5** : Choix des sections des poteaux.

Niveau	NG (KN)	NQ (KN)	NU (KN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a=lf/10 (cm)	RPA (cm <sup>2</sup> )	choix
<b>5</b>	141	16,56	198,63	131,1	21	30×30	35
<b>4</b>	263,1	41,4	417,28	275,4	21	30×30	35
<b>3</b>	385,2	63,75	615,65	406,33	21	30×30	40
<b>2</b>	507,3	83,63	810,3	534,8	21	30×30	40
<b>1</b>	629,4	101	1001,2	660,79	21	30×30	45
<b>RDC</b>	751,5	115,92	1188,4	784,34	21	30×30	45

**Tableau.II.6** : Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux à l'ELS.

Niveau	Ns	Ns/1,15B	$f_u$	Nu/B	$0.6 \times f_{c28}$	Vérification
5	157,56	1,12	17	1.15	18	Vérifiée
4	304,5	2,16	17	2.14	18	Vérifiée
3	448,95	2,43	17	2.41	18	Vérifiée
2	590,93	3,21	17	3.17	18	Vérifiée
1	730,4	3,13	17	3.10	18	Vérifiée
RDC	867,42	3,72	17	3.71	18	Vérifiée

Avec :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \cdot ; (B = a \times b)$$

$$\sigma_{ser} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$$

• **Choix des sections des poteaux :**

**Tableau. II.7:** Choix des sections des poteaux centraux finales.

Etages	Sections carrées (a×b)cm <sup>2</sup>
5 <sup>ème</sup>	35×35
4 <sup>ème</sup>	35×35
3 <sup>ème</sup>	40×40
2 <sup>ème</sup>	40×40
1 <sup>er</sup>	45×45
RDC	45×45

❖ **Poteau de rive :**

$S1 = 1,8 \times 2 = 3,6 \text{ m}^2$

$S2 = 2,6 \times 1,8 = 4,68 \text{ m}^2$

$\Rightarrow$  Surface total = **8,28 m<sup>2</sup>**

- Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

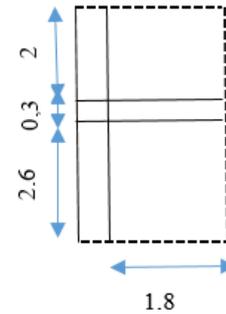


Figure II.5 : Poteau de rive

**a.1) Niveau terrasse inaccessible :**

Plancher : ..... (8,28×6,53) =54,07 kN

Poutre principale : .....(0,45×0,30×25×5,05) =17,04 kN

Poutre secondaire : ..... (3,45×0,35×0,3×25) = 9,05 kN

Poteau : .....(0,3<sup>2</sup>×3,00×25)=6,75 kN

L'acrotère : .....(0.069×25)+0,392=2,117kN

**ΣG= 89,02 kN**

Charge d'exploitation..... 1×8,28= **8,28 kN**

**a.2) Niveau étage courant :**

Plancher : ..... (8,28×5,39) =44,63 kN

Poutre principale : ..... (0,45×0,30×25×5,05) =17,04 kN

Poutre secondaire : ..... (3,45×0,35×0,3×25) = 9,05 kN

Poteau : .....(0,3<sup>2</sup>×3,00×25)=6,75 kN

Mur extérieure : .....(3-0,45)×(5,35-0,3)×2,81=36,18kN

**ΣG= 113,65 kN**

Charge d'exploitation..... 1,5×8,28=**12,42 kN**

○ **La loi de dégression :**

**Tableau.II.8 :** Dégression des surcharges des charges d'exploitations.

Niveau	Charge d'exploitation de chaque étage	Charge d'exploitation cumulée
5eme	$Q_0 = 1 \times 8,28 = 8,28$	$\sum_0 = Q_0 = 8,28$
4eme	$Q_1 = 1,5 \times 8,28 = 12,42$	$\sum_1 = Q_0 + Q_1 = 20,7$
3eme	$Q_2 = 1,5 \times 8,28 = 12,42$	$\sum_2 = Q_0 + 1,9Q_1 = 31,88$
2eme	$Q_3 = 1,5 \times 8,28 = 12,42$	$\sum_3 = Q_0 + 2,7Q_1 = 41,81$
1er	$Q_4 = 1,5 \times 8,28 = 12,42$	$\sum_4 = Q_0 + 3,4Q_1 = 50,5$
RDC	$Q_5 = 1,5 \times 8,28 = 12,42$	$\sum_5 = Q_0 + 4 Q_1 = 57,96$

**Tableau.II.9** : récapitulatif de la descente de charges sur le poteau central.

Niv	Charge permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)		Nu= 1.35G+1.5Q
	Plancher	Poutre	Poteau	Gtotale	Gcum	Qtotale	Qcum	Nu
5eme	54,07	26,09	6,75	89,02	89,02	8,28	8,28	128,45
4eme	44,63	26,09	6,75	113,65	202,67	12,42	20,7	294,30
3eme	44,63	26,09	6,75	113,65	316,32	12,42	31,88	458,91
2eme	44,63	26,09	6,75	113,65	429,97	12,42	41,81	622,26
1er	44,63	26,09	6,75	113,65	543,62	12,42	50,5	784,38
RDC	44,63	26,09	6,75	113,65	657,27	12,42	57,96	945,27

o Choix des sections des poteaux.

$$L_f = 0.710 = 210 \text{ cm}$$

$$a = L_f / 10 = 21 \text{ cm}$$

$$b = \frac{Br}{a-2} + 2 = \frac{85,63}{21-2} + 2 = 6,5 \text{ cm}$$

$$\sqrt{a * b} = \sqrt{21 * 6,5} = 11,69 \text{ cm}$$

**Tableau.II.10** : Choix des sections des poteaux.

Niveau	NU (kN)	Br (cm <sup>2</sup> )	a=Lf/10 (cm)	b(cm)	$\sqrt{a * b}$	RPA (cm <sup>2</sup> )	Choix
5	128,45	84,77	21	6,46	11,65	30×30	35
4	294,30	194,24	21	12,22	16,02	30×30	35
3	458,91	302,88	21	17,94	19,41	30×30	40
2	622,26	410,69	21	23,61	22,26	30×30	40
1	784,38	517,69	21	29,24	24,77	30×30	45
RDC	945,27	623,87	21	34,83	27,04	30×30	45

**Tableau.II.11** : Vérification de critère de résistance et Vérification poteaux à l'ELS.

Niveau	Ns	Ns/1,15B	$f_u$	Nu/B	$0.6 \times f_{c28}$	Vérification
5	97,30	0,69	17	1.04	18	Vérifiée
4	223,37	1,58	17	2.40	18	Vérifiée
3	348,20	1,89	17	2.86	18	Vérifiée
2	471,78	2,56	17	3.88	18	Vérifiée
1	594,12	2,55	17	3.89	18	Vérifiée
RDC	715,23	3,07	17	4.66	18	Vérifiée

Avec :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \cdot ; \quad (B = a \times b)$$

$$\sigma_{ser} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$$

• **Choix des sections des poteaux :**

**Tableau. II.12:** Choix des sections des poteaux rives finales.

Etages	Sections carrées (a×b)cm <sup>2</sup>
5 <sup>ème</sup>	35×35
4 <sup>ème</sup>	35×35
3 <sup>ème</sup>	40×40
2 <sup>ème</sup>	40×40
1 <sup>er</sup>	45×45
RDC	45×45

## II.4. LES VOILES :

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par le RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

-Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux induit par la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

- sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition

$L > 4a$  telle que L : longueur de voile

a : épaisseur de voile.

-Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15cm De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

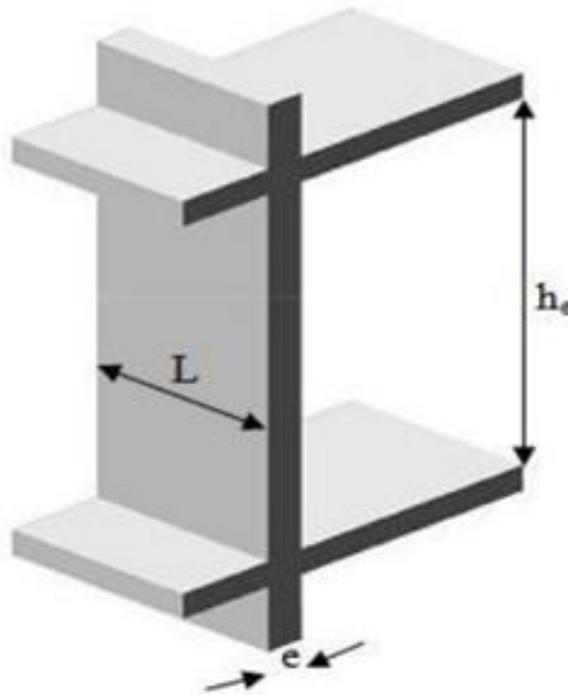


Figure.II.6 : coupe de voile en élévation.

D'après le « *RPA 99 version 2003* » [2], l'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage «  $h_e$  » et les conditions

Rigidité aux extrémités.

On a :

$$h_e = 3,00 - 0,35 = 2,65m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = 13.25cm$$

D'après le « *RPA 99 version 2003* » [2] :  $a_{min} = 15 cm$

**On prend :  $a = 20 cm$ .**

### III.1. ACROTÈRE :

#### III.1.1. INTRODUCTION :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante  $Q=1\text{kN/ml}$ .
- 

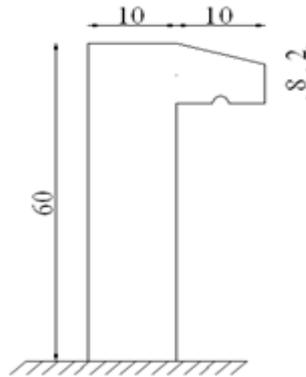


Figure III.1 : Dimensions de l'acrotère.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur  $b=100\text{ cm}$
- Hauteur  $H=60\text{ cm}$
- Epaisseur  $e=10\text{ cm}$

#### III.1.2. Evaluation des charges :

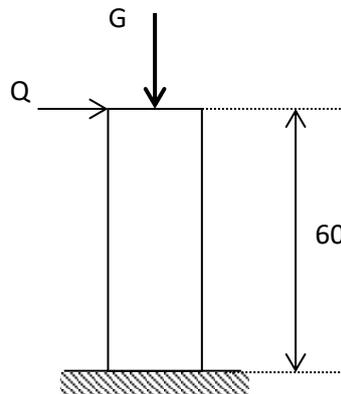


Figure.III.2 : Schéma statique de l'acrotère

**a. Charges permanentes :**

- Surface de l'acrotère :

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

- Poids propre de l'acrotère :
- Revêtement en ciment ( $e=2cm$  ;  $\rho=14kN/m^3$ ) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 + 10) \times 2.10^{-2} = 0,392kN / ml$$

$$G=2,117kN/ml$$

**b. Surcharge d'exploitation :**

- $Q=1,00kN/ml$ .
- L'action des forces horizontales : ( $F_p$ )

L'action des forces horizontales est donnée par :  $F_p=4A C_p W_p$  [RPA,03]

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) pour la zone et le groupe d'usage appropriés [ $A=0,25$ ] .....groupe 2.

$C_p$  : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1) ..... [ $C_p=0,8$ ].

$W_p=2,117kN$ . (Poids de l'acrotère)

$$F_p=4 \times 0,25 \times 0,8 \times 2,117=1,694kN.$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p) \quad \left. \begin{array}{l} F_p = 1,694kN \\ 1,5Q = 1,5kN \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = 1,694kN$$

Donc pour une bande de  $1m$  de largeur :  $G=2,117kN/ml$  et  $Q=1,694kN/ml$ .

**III.1.3. Calcul des efforts :**

Pour une bande de  $1m$  de largeur :

E.L.U:

$$N_u=1,35G=2,858kN.$$

$$M_u=1,5Q_h h=1,525kNm.$$

$$T_u=1,5Q_h=2,541kN.$$

E.L.S:

$$N_{ser}=G=2,117kN.$$

$$M_{ser}=Q_h h=1,016kNm.$$

$$T_{ser}=Q_h=1,694kN.$$

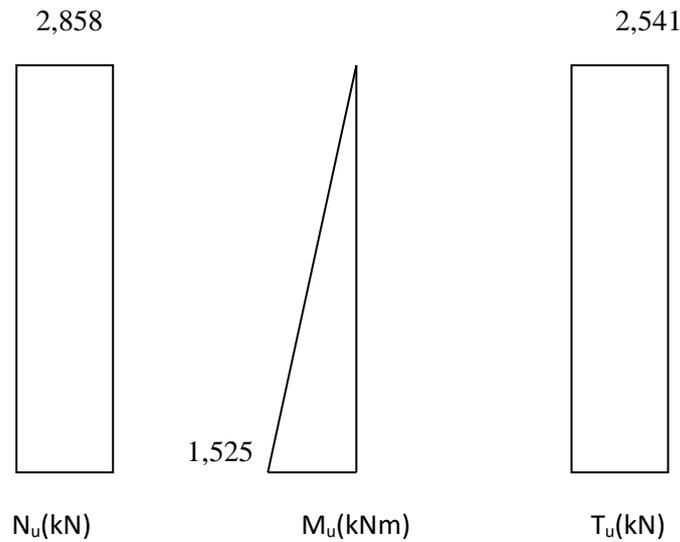


Figure III.3 : diagrammes des efforts à l'ELU.

**III.1.4. Ferrailage d'acrotère :**

$h=10cm; b=100cm; d=0.9h =9cm; f_{c28}=30MPa; \sigma_{bc}=18MPa; c=c'=2cm; f_e=400MPa$

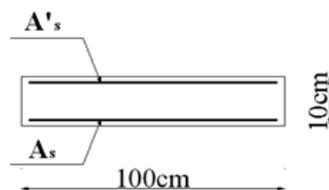
**Calcul de l'excentricité :**

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,525}{2,858} = 53,36cm \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3cm \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif  $M_f$ .

**Calcul du moment fictif «  $M_f$  » :** (voir Annexe I)



$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 1,611 kNm$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,014$$

$$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

Les armatures comprimées ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,018$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,93 cm$$

$$\mu = 0,014 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 348 MPa$$

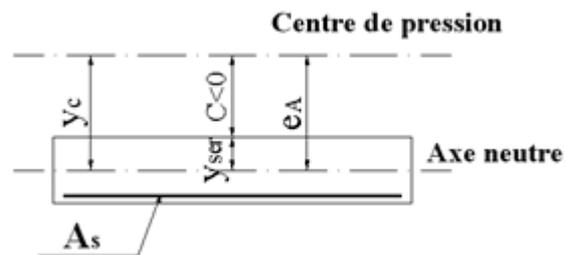
$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 51,84 mm^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 43,63 mm^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 cm^2 \\ A_{s2} = 0,44 cm^2 \end{cases}$$



### III.1.5. Vérification de la section d'Acier selon « BEAL91 MODIFIE 99 » :

Il faut vérifier  $A_s$  avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{fe} \right\}$$

Avec :  $f_{t28} = 2,1 MPa$  ;  $fe = 400 MPa$  ;  $b = 100 cm$  ;  $d = 9 cm$

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \{ 1 cm^2 ; 1,087 cm^2 \} = 1,087 cm^2$$

Donc : on opte finalement pour  $5T6 = 1,41 cm^2$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = \frac{100}{5} = 20 cm$$

#### ❖ Armatures de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,352 cm^2 \quad [\text{HEN}, 99]$$

On choisit  $4T6 = 1,13 cm^2$  avec un espacement :  $S_t = \frac{60-5}{3} = \frac{55}{3} = 18,33 cm$  donc **esp = 20cm**

### III.1.6. Vérification à ELS :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 48cm$$

On a :

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (SPC).}$$

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A \quad \text{Avec : } e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 52cm \Rightarrow C = -43cm (c < 0)$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivant :  $y_c^3 + py_c + q = 0$

$y_c$  : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$$\text{Avec : } n = 15; \begin{cases} p = -3c^2 + 6n(c - c')\frac{A_s}{b} + 6n(d - c)\frac{A_s}{b} = -5538,11 \\ q = -2c^3 - 6n(c - c')^2\frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2\frac{A_s}{b} = 153012,90 \end{cases}$$

La solution de l'équation du troisième degré est obtenue par :

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -1,75.10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \Rightarrow \varphi = 163,74^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 85,83$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85,54cm$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 49,8cm$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 35,74cm$$

La solution qui convient est :  $y_c = 49,8cm$

Car :  $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 49,8 - 43 = 6,8cm < 9cm$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 6,8cm \\ y_c = 49,8cm \end{cases}$$

**Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[ A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right] = 10583,44cm^4 \quad ; \quad n = 15$$

❖ **Vérification des contraintes [BAEL,99]**

**a. Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_{bc} = \left( \frac{2,117.10^3 \times 48,91.10}{10583,44.10^4} \right) \times 6,8 \times 10 = 0,68MPa < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{vérifiée}$$

**b. Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Acier tendu}$$

$$\sigma'_s = n \left( \frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \quad \text{Acier comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0.5 f_e, 110 \sqrt{nftj}) \right) = 201,6 \text{ MPa} \quad (\text{BAEL, 99})$$

$$\sigma_s = 3,29MPa < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\sigma'_s = 7,17MPa < \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

**III.1.7. Vérification l'effort tranchant « BEAL99 » :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 f_{c28}; 4MPa \} = 2,5MPa$$

$$\tau_u = \frac{2,54 \times 10^3}{90 \times 10^3} = 0,028MPa < \bar{\tau}_u \quad \text{vérifiée}$$

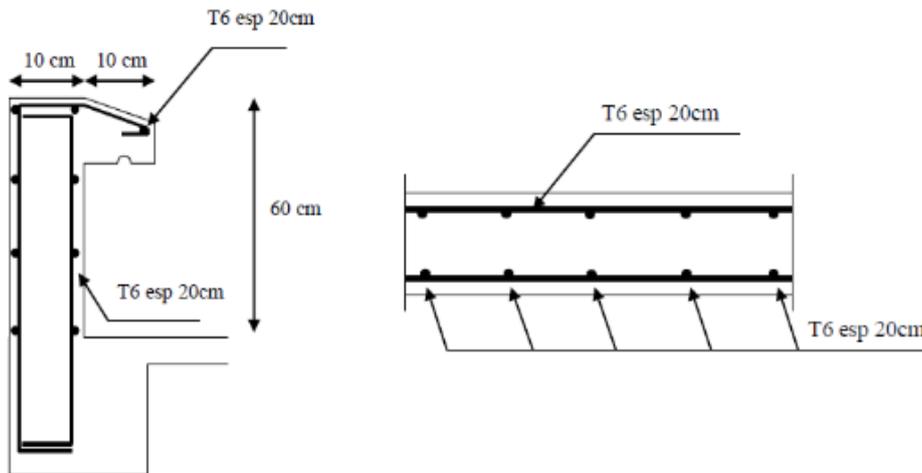


Figure III.4 : ferraillages de l'acrotère.

### III.2. Plancher à corps creux :

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **21cm**.

#### III.2.1. Pré dimensionnement des poutrelles :

Notre bâtiment comporte des planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension (16x20x65) cm<sup>3</sup> avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

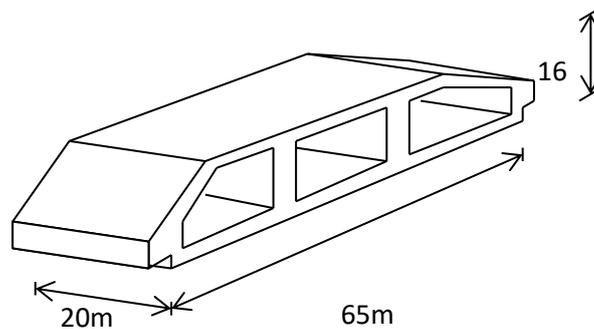


Figure III.5 : Corps Creux

#### III.2.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués de section en (Té) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

Leur calcul est associé à une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t$$

Avec :

$h_t$  : Hauteur du plancher.

$h_0$  : Hauteur de la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right)$$

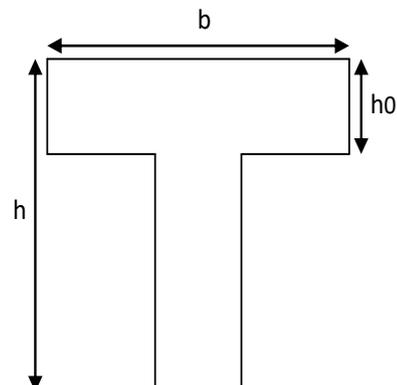


Figure III.6: Schéma de poutrelle

Tel que :

$L_x$  : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

$L_y$  : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$b_0 = (0,4; 0,6) \times h = (8,4; 12,6) \text{ cm.}$$

Soit : **b<sub>0</sub>=12cm.**

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \Rightarrow b \leq 2 \cdot \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) + b_0$$

$$L_x = 65 - 12 = 53\text{cm.}$$

$$L_y = 375\text{cm.}$$

$$b_1 = \min(53/2; 375/2) = 26,5\text{cm} \Rightarrow b = 2 \times 26,5 + 12 = 65\text{cm.}$$

Soit : **b= 65cm**

❖ **Calcul des moments :**

Etant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

**a.1. Méthode forfaitaire [BAEL,99] :**

**a.1.1. Domaine d'application :**

$$H_1 : Q \leq \text{Max} \{2G ; 5\text{kN/m}^2\}$$

H<sub>2</sub>: Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

H<sub>3</sub>: Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

H<sub>4</sub>: Fissuration non préjudiciable.

**a.1.2. Exposé de la méthode :**

$$\bullet \alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

$$\bullet M_t \geq \text{Max}\{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$$

$$\bullet M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1,02 + 0,3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Avec :

M<sub>0</sub>: La valeur minimale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

(M<sub>w</sub>; M<sub>e</sub>): Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

M<sub>t</sub>: Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

**Moment sur appuis :**

- M=0,2M<sub>0</sub>.....appui de rive
- M=0,6M<sub>0</sub>.....pour une poutre à deux travées

- $M=0,5M_0$ .....pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées
- $M=0,4M_0$ .....pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

**b.2. Méthode de CAQUOT [BAEL,99] :**

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

**b.2.1. Exposé de la méthode :**

- **Moment sur appuis :**

$M_a = 0,15M_0$ .....Appuis de rives

$M_a = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w + l_e)}$ .....Appuis intermédiaires

Avec :  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

- **Moment en travée :**

$M_t(x) = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$

Avec :

$M_0$  : La valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

$(M_w ; M_e)$  : Les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.

$q_w$ : Charge répartie à gauche de l'appui considéré.

$q_e$ : Charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcule, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives " $l_w$ " à gauche et " $l_e$ " à droite, avec :

$l'=l$ .....pour une travée de rive.

$l'=0,8l$ .....pour une travée intermédiaire.

Où " $l$ " représente la portée de la travée libre.

- **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

$T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui considéré.

$T_e$  : Effort tranchant à droite de l'appui considéré.

➤ **Calcul des poutrelles :**

Le calcul se fait en deux étapes :

- 1<sup>ère</sup> étape : Avant le coulage de la table de compression.
  - 2<sup>ème</sup> étape : Après le coulage de la table de compression.
- ❖ **1<sup>ère</sup> étape :** Avant le coulage de la table de compression
- Poutrelle de travée  $L=3,75m$
  - On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
    - Son poids propre.
    - Poids du corps creux.
    - Surcharge due à l'ouvrier  $Q=1kN/m$

**Evaluation des charges et surcharges :**

➤ **Charges permanentes :**

Poids propre de la poutrelle..... $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 kN/ml$

Poids du corps creux..... $0,65 \times 0,21 \times 14 = 1,911 kN/ml$

---


$$G = 2,06 kN/ml$$

➤ **Charges d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 kN/ml$$

**Combinaison des charges :**

$$ELU : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3,75 kN/ml$$

$$ELS : q_{ser} = G + Q = 2,71 kN/ml$$

**Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{3,75 \times (3,75)^2}{8} = 6,6 kNm$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{8} = \frac{2,71 \times (3,75)^2}{8} = 4,76 kNm$$

**Ferraillage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU (voir annexe I)

$M_u = 6,6 kNm$ ;  $h = 21cm$ ;  $b = 12cm$ ;  $d = 0,9h = 18,9cm$ ;  $\sigma_{bc} = 14,17 Mpa$

D'après l'organigramme de la flexion simple ; on a :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,108 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

❖ 2<sup>ème</sup> étape : Après le coulage de la table de compression

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té »

• Evaluation des charges et surcharges :

Plancher terrasse inaccessible :

$$G=6,53 \times 0,65=4,24 \text{ kN/ml}$$

$$Q=1 \times 0,65=0,65 \text{ kN/ml}$$

Plancher courant :

$$G=5,39 \times 0,65=3,50 \text{ kN/ml}$$

$$Q=1,5 \times 0,65=0,975 \text{ kN/ml}$$

• Combinaison des charges :

Plancher terrasse inaccessible :

$$\text{ELU : } q_u=1,35G+1,5Q=6,7 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}}=G+Q=4,89 \text{ kN/ml}$$

Plancher courant :

$$\text{ELU : } q_u=1,35G+1,5Q=6,18 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{\text{ser}}=G+Q=4,47 \text{ kN/ml}$$

Conclusion :

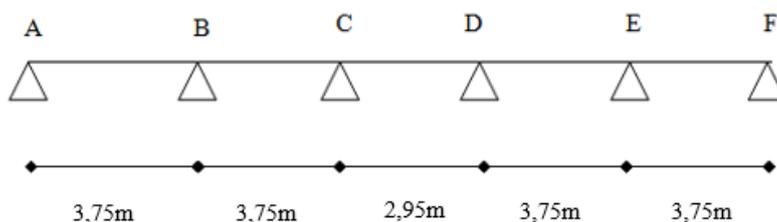
Le plancher terrasse inaccessible est le plus sollicité.

Calcul des efforts internes :

N.B : Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.

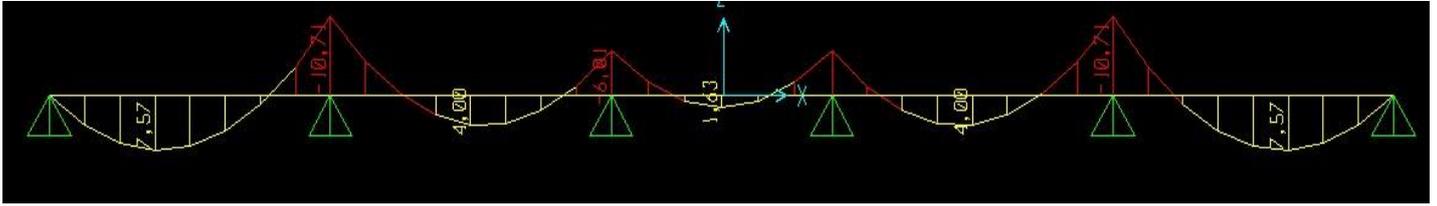
**Méthode :** élément finis (SAP200)

**Poutrelle à (05) travées :**

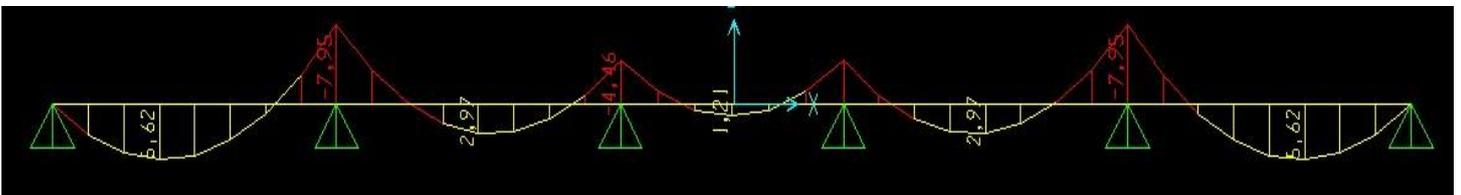


Diagrammes des Moments :

ELU :

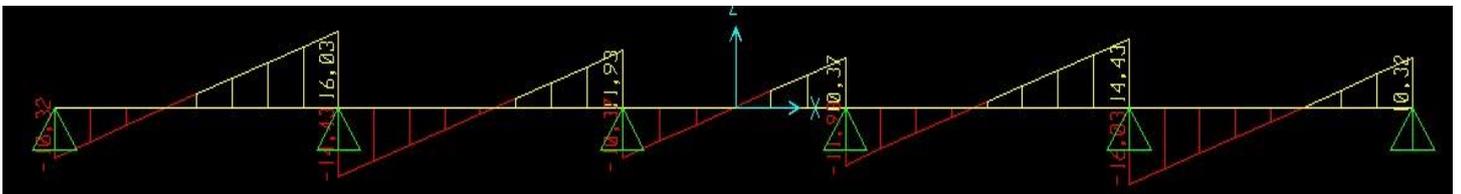


ELS :

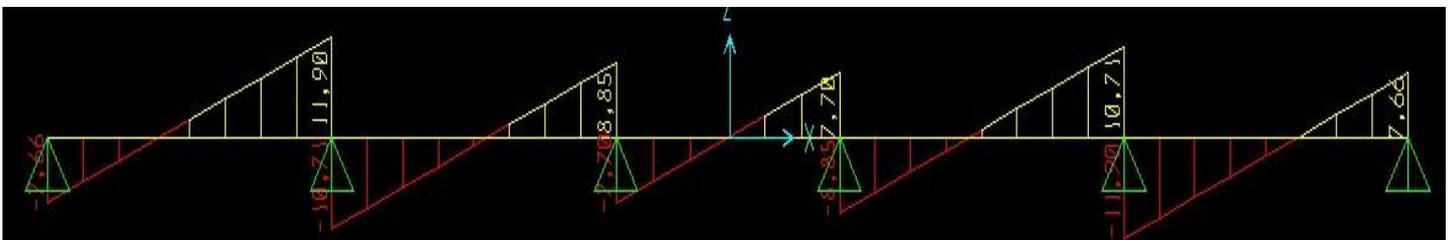


Diagrammes des efforts tranchants :

ELU :



ELS :



Moment fléchissant, Effort tranchant de la poutrelle à 05 travées

➤ Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

**E.L.U** :  $M_{tu}^{max}=7,57 \text{ kNm}$

$M_{au}^{max}=10,71 \text{ kNm}$

$T_u^{max}=16,03 \text{ kN}$

**E.L.S** :  $M_{tser}^{max}=6,62 \text{ kNm}$

$M_{aser}^{max}=7,95 \text{ kNm}$

**a. Ferrailage en travée :**

$h=21\text{cm}$  ;  $h_0=5\text{cm}$  ;  $b=65\text{cm}$  ;  $b_0=12\text{cm}$  ;  $d=0,9h=18,9\text{cm}$  ;  $\sigma_{bc}=15\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $f_{c28}=25\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de "Té" s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si  $M_u < M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si  $M_u > M_{tab}$  : l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,53 \text{ kNm}$$

On a :  $M_{tu} < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table "b".

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

**Tableau.III.1** : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

$M_{tu}(\text{kNm})$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
7,57	0,023	Oui	0	0,029	18,68	Oui	10%	348	1,65

**Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,64 \text{ cm}^2 ; 0,27 \text{ cm}^2\} = 1,64 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T10**  $A_s = 2,36\text{cm}^2$

**b. Ferrailage sur appuis :**

On a:  $M_{au}^{max} = 10,71\text{kNm} < M_{tab} = 75,53\text{kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ( $b \times h$ ) en flexion simple.

**Tableau.III.2 :** Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_{au}(\text{kNm})$	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$\mu < 0,186$	$\zeta_s$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
10,71	0,032	Oui	0	0,041	18,59	Oui	10‰	348	1,65

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,27\text{cm}^2$$

$$A_s = 1,65\text{cm}^2 > A_s^{min} = 0,27\text{cm}^2$$

Le choix : **1T12+1T10**  $A_s = 1,92\text{cm}^2$

❖ **Vérifications :**

➤ **Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :  $T_u^{max} = 16,03\text{KN}$ .

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

**Tel que :**  $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 d} = 0,7\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Au voisinage des appuis :**

**1. Appuis de rives :**

- **Vérification de la compression du béton :**

$T_u = 10,32\text{KN}$  (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} = 0,5\text{MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = -1,34 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{max} \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s^2} = -1,43 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{Vérfiée}$$

2. Appuis intermédiaires :

- Vérification de la contrainte de compression :

$$\sigma_b = \frac{T_u^{max}}{0,9b_0d} = \frac{16,03 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,78 \text{ MPa} < 0,4 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérfiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales :

$$A_s = -134 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{max} \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s^2} = -1,28 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfiée}$$

➤ Vérification des contraintes

○ Vérification des contraintes des armatures

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

○ Vérification des contraintes du béton

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment  $M_{ser}$ , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

• Détermination de l'axe neutre

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

Avec :  $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$  ;  $b=65\text{cm}$  ;  $b_0=12\text{cm}$  ;  $c=c'=2,1\text{cm}$

y : est la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases}$$

- Si  $y < h_0 \Rightarrow$  l'hypothèse est vérifiée

- Si  $y > h_0 \Rightarrow$  la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3} y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left( y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

**Tableau III.3 : Vérification de la contrainte de béton**

	<b>M<sub>ser</sub>(kNm)</b>	<b>A<sub>s</sub>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y(cm)</b>	<b>I(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>σ<sub>bc</sub>(mPa)</b>	<b>Vérification</b>
<b>Travée</b>	6,62	2,26	4,033	8930,06	2,98	<b>vérifiée</b>
<b>Appuis</b>	7,95	1,92	3,835	7786,25	3,91	<b>vérifiée</b>

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :  $\frac{h}{L} = 0.056 < 0.062 \dots \dots$  non verifiée

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$   $\frac{h}{L} = 0.056 < 0.062 \dots \dots$  non verifiée
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$   $\frac{A_s}{b_0 d} = 0.009 < 0.0105 \dots \dots$  verifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$   $\frac{h}{L} = 0.056 < 0.087 \dots \dots$  non verifiée

**Avec :**

$h = 21\text{cm}$ ;  $b_0 = 12\text{cm}$ ;  $d = 18.9\text{cm}$ ;  $L = 3,75 \text{ m}$ ;  $M_{tser} = 6,62\text{kNm}$ ;  $M_0 = 7,57\text{kNm}$ ;  
 $A_s = 2,26\text{cm}^2$ ;  $f_e = 400\text{MPa}$ .

Puisque deux conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :  $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

**Tel que :**  $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$  Si  $L \geq 5,00 \text{ m}$

$\bar{f} = \frac{L}{500}$  Si  $L < 5,00 \text{ m}$

**Donc :**  $\bar{f} = \frac{375}{500} = 0,75\text{cm}$

- **Position de l'axe neutre « y<sub>1</sub> » :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left( \frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I<sub>0</sub> » :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

**Avec :**

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

$\sigma_s$  : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

**Tableau III.4 : Calcul de la flèche**

<b>M<sub>ser</sub></b> <b>(kNm)</b>	<b>A<sub>s</sub></b> <b>(cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Y<sub>1</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>Δ</b>	<b>σ<sub>s</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>λ<sub>i</sub></b>	<b>λ<sub>v</sub></b>	<b>μ</b>	<b>I<sub>0</sub></b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>I<sub>fi</sub></b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>	<b>I<sub>fv</sub></b> <b>(cm<sup>4</sup>)</b>
7,74	2,36	7,20	0,01	172,80	3,93	1,57	0,61	23277,7	7567,7	13108,09

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164,20MPa$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818,87MPa$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser}L^2}{10E_i I_{fi}} = 0,45cm \quad (L = 3,75m)$$

**Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser}L^2}{10E_v I_{fv}} = 0,26cm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,19cm < \bar{f} = 0,83cm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE240 (fe=235MPa)

- Selon le C.B.A 93 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,9 f_e} \quad K = 1 \text{ Art A 5.1.2.3} \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2} \end{array} \right.$$

- **RPA 99 version 2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ \bullet S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$\phi_l$  : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,60\text{cm}; 1\text{cm}; 1,2\text{cm})$$

On adopte :  $\phi_t = 6\text{mm}$

a. **Ferrailage de la dalle de compression :**

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : Dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30cm : Dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

$$\text{Si : } \left\{ \begin{array}{l} 50 \leq L_1 \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L_1}{f_e} \\ L_1 \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

$L_1$  : Distance entre axes des poutrelles ( $L_1 = 65\text{cm}$ ).

$A_1$  : Armatures perpendiculaires aux poutrelles (AP).

$A_2$  : Armatures parallèles aux poutrelles (AR).  $A_2 = \frac{A_1}{2}$ .

$f_e = 400\text{MPa}$  (quadrillage de TS. TIE520  $\rightarrow \phi \leq 6\text{mm}$ ) On a :  $L = 65\text{cm}$ .

Donc on obtient :  $A_1 = 0,5\text{cm}^2/\text{ml}$ .

On prend :  $6T5 = 1,18\text{cm}^2$ ;  $S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$ .

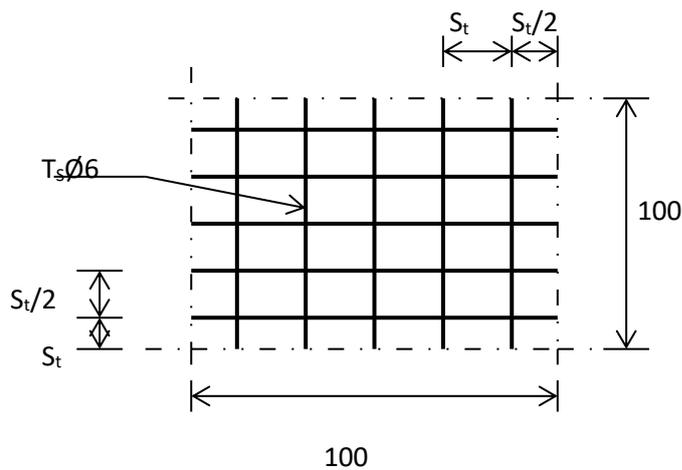
**Armatures de répartitions :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,59cm^2$$

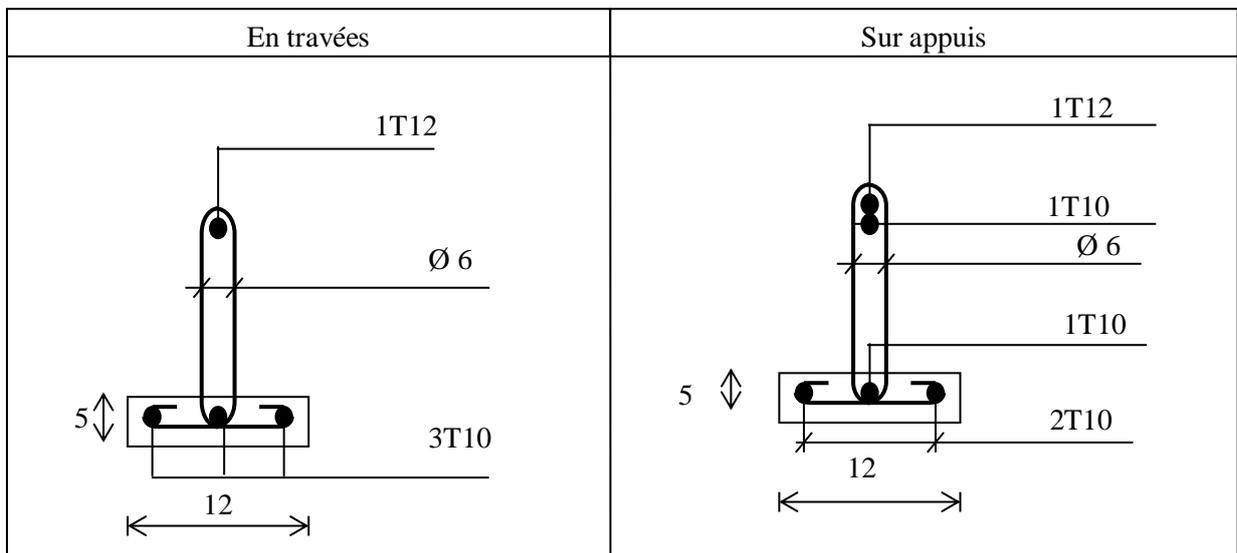
Soit :  $6T5 = 1,18cm^2 \rightarrow S_t = 20cm$ .

**Conclusion :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.



**Figure III.7:** Disposition constructive des armatures de la table de compression



**Figure III.8 :** Disposition constructive des armatures des poutrelles.

III.3. Escalier :

III.3.1. Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins, ils permettent le passage à pied entre différents niveaux du bâtiment.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.3.2. Définitions des éléments d'escaliers :

On appelle « marche » la partie horizontale (*M*) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (*C.M*) de ces gradins.

*h* : Hauteur de la contre marche.

*g* : Largeur de la marche (giron).

*L* : Longueur horizontale de la paillasse.

*H* : Hauteur de volée.

*e* : épaisseur d'escalier.

$\alpha$  : d'inclinaison de la paillasse.

*n*-1: Nombre de contre marche.

*n* : Nombre de marche.

*L*<sub>0</sub> : Longueur projetée de la paillasse.

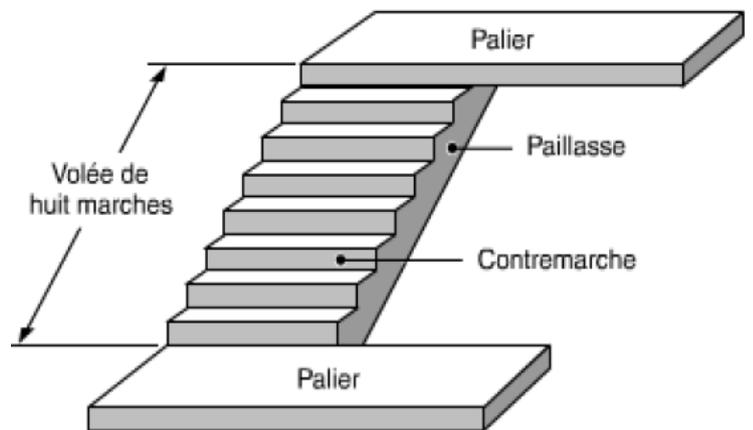
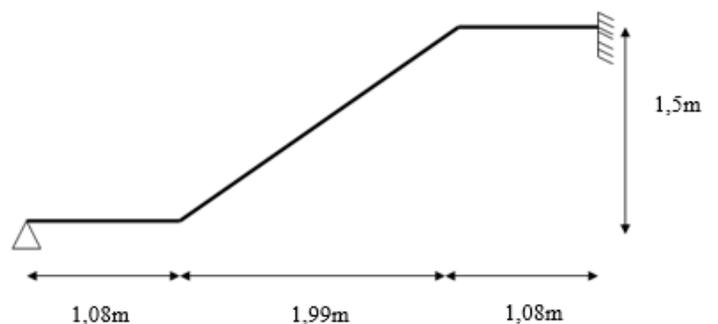
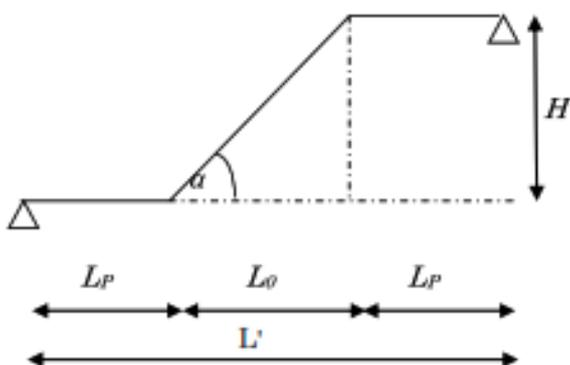


Figure III.9: Escaliers droites.

Afin de déterminer les dimensions des contres marches et des marches, on utilise la formule de **BLONDEL** qui suit :  $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 65\text{cm}$

$$g = \frac{L}{n - 1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$



**III.3.3. Calcul des escaliers :**

• **Escaliers à deux volées**

$H_{\text{étage}}=3,00\text{m} ; H=1,50\text{m} ; L_0=1,99\text{m}$

$tg\alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{1,50}{1,99} = 0,75 \Rightarrow \alpha = 37,01^\circ$

$l = 1,08 + \frac{1,50}{\sin\alpha} \Rightarrow l = 3,571\text{m}$

Condition de flèche :

$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 11,90\text{cm} \leq e \leq 17,85\text{cm}$

On prend donc l'épaisseur **e=15cm.**

Calcul du nombre de contre marches en utilisant la formule de **BLONDEL** :

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$

$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$

$(n-1)g=L \dots\dots\dots (3)$

**Avec :**

n : Le nombre des contre marches.

(n-1) : Le nombre des marches.

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

$64n^2-n(64+2H+L) +2H=0$

**Avec :**

n : La racine de l'équation.

Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

$64n^2-563n+300=0$

**Solution :**

$n_1=0,55\dots\dots\dots$ refusée.

$n_2=8,22\dots\dots\dots$ accepté.

**Donc on prend :**

- Le nombre de contre marche ..... n=9.
- Le nombre des marches .....n-1=8.

**Alors :**

$h = \frac{H}{n} = \frac{1,5}{9} = 0,16\text{m} = 16\text{cm}$   
 $g = \frac{L}{n-1} = \frac{1,99}{8} = 0,24\text{m} = 24\text{cm}$

•**Vérification de l'équation de "BLONDEL" :**

$\left\{ \begin{array}{l} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)\text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18)\text{cm} \\ (22 \leq g \leq 33)\text{cm} \end{array} \right. \quad \rightarrow \quad \begin{array}{l} 2h + g = 64\text{cm} \\ h = 17\text{cm} \\ g = 30\text{cm} \end{array} \quad \text{Vérfifié.}$

**III.3.4. Evaluation des charges (DTR2.2,88) :**

❖ **Palier :**

**Charges permanentes :**

Carrelage ( $e=2cm; \rho=22kN/m^3$ ).....	0,44kN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose ( $e=2cm ; \rho=20kN/m^3$ ).....	0,40kN/m <sup>2</sup>
Lit de sable ( $e=3cm ; \rho=15kN/m^3$ ).....	0,45kN/m <sup>2</sup>
Dalle Peine ( $e=15cm$ ) .....	3,75kN/m <sup>2</sup>
Enduit en ciment ( $e=2cm ; \rho=18kN/m^3$ ).....	0,36kN/m <sup>2</sup>
	<b>G<sub>P</sub>=5,4kN/m</b>

**Charge d'exploitation :**

**Q<sub>P</sub>=2,50kN/m<sup>2</sup>**

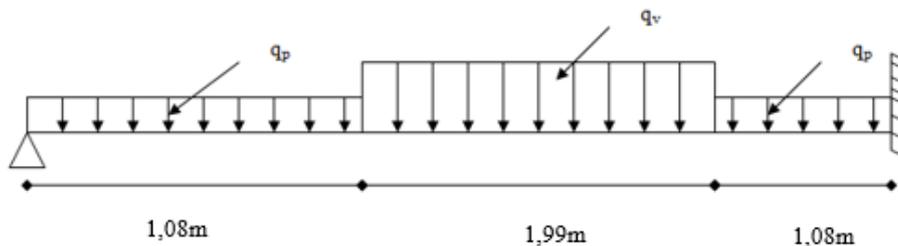
❖ **Volée :**

**Charge permanentes:**

Poids propre de la paillasse $\left(\frac{25 \times 0,16}{\cos 37,01}\right) =$ .....	5,00kN/m <sup>2</sup>
Carrelage ( $e=2cm ; \rho=22kN/m^3$ ).....	0,44kN/m <sup>2</sup>
Mortier de pose ( $e=2cm ; \rho=20kN/m^3$ ).....	0,40kN/m <sup>2</sup>
Poids propre de la marche $\frac{25 \times 0,17}{2} =$ .....	2,13kN/m <sup>2</sup>
Garde-corps .....	1,00kN/m <sup>2</sup>
Enduit en ciment ( $e=2cm$ ) .....	0,36kN/m <sup>2</sup>
	<b>G<sub>V</sub>=9,33kN/m<sup>2</sup></b>

**Charge d'exploitation :**

**Q<sub>V</sub>=2,50kN/m**



**Figure III.10:** Schéma statique du chargement de l'escalier

**III.3.5. DETERMINATION DES EFFORTS INTERNES :**

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de longueur

**a) Combinaison des charges :**

ELU : 1,35G + 1,5Q

ELS : G + Q

Tableau.III.5 : Charges à l'ELU et l'ELS.

	G (kN/m <sup>2</sup> )	Q (kN/m <sup>2</sup> )	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
			q <sub>1</sub> (KN/ml)	q <sub>2</sub> (KN/ml)
Palier	5,4	2,5	11.04	7,9
Volée	9,33	2,5	16.34	11,83

●DIAGRAMME DES EFFORTS INTERNES :

L'utilisation de logiciel SAP 2000 :

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les schémas ci-après

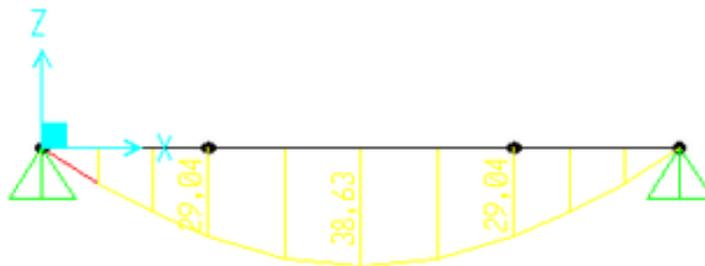


Figure III.11 : Diagramme du Moment fléchissant à L'ELU.

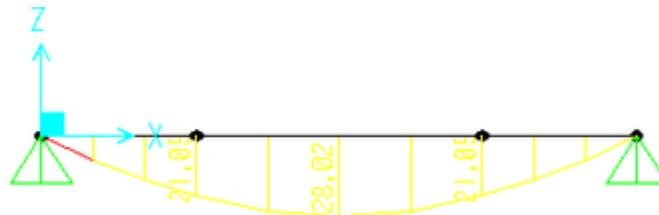


Figure III .12: Diagramme du Moment fléchissant à L'ELS



Figure III.13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

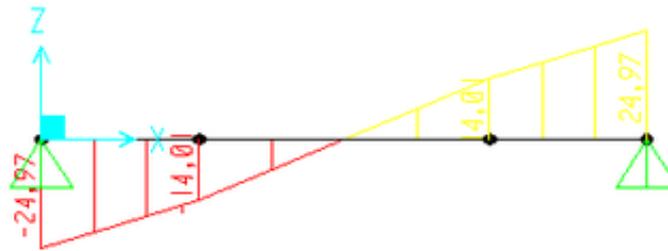


Figure III.14 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

❖ **Calcul des Armatures :**

- Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension ( $b \times h$ )  
Tel que :  $b=100\text{cm}$  ;  $h=15\text{cm}$
- Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur voir annexe I).  
 $f_e = 400 \text{ MPa}$ ;  $d = 0,9h = 13,5\text{cm}$ ;  $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ ;  $f_{bc} = 18 \text{ MPa}$ ;  $f_{t28}=2, \text{ MPa}$ ;  
 $\gamma_b = 1,5$  ;  $\sigma_s = 348\text{MPa}$  ;  $\gamma_s = 1,15$

En travée :  $0,85M^{\text{max}} = 0,85 * 38,63 = \underline{\underline{32,83\text{Kn/ml}}}$

En appuis :  $0,3M^{\text{max}} = 0,3 * 38,63 = \underline{\underline{11,59\text{Kn/ml}}}$

Tableau III.6 : calcul des armatures de l'escalier.

	$M_u$ (KNm)	$\mu$	$\mu < \mu_R$	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\alpha$	$Z$ (cm)	$A_s^{cal} / ml$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{adp} / ml$ (cm <sup>2</sup> )
Travée	32,83	0,126	Oui	0	0,169	12,58	7,49	7T12	7,92
Appuis	11,59	0,044	Oui	0	0,056	13,19	2,53	4T12	4,52

Espacement :

En travée :  $esp \leq \frac{100}{7} = 14,28\text{cm}$       On prend :  $esp=15 \text{ cm}$ .

Sur appui :  $esp \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$       On prend :  $esp=25 \text{ cm}$ .

❖ Armature de répartition [HEN,99] :

$A_s \text{ principal}/4 \leq A_s \text{ répartition} \leq A_s \text{ principal}/2$

**En Travée:**  $1,98 \leq A_s \text{ répartition} \leq 3,96$

Le choix est de  $4T10=3,14\text{cm}^2$  avec  $S_r=15\text{cm}$ .

**Sur Appuis:**  $0,13 \leq A_s \text{ répartition} \leq 2,26$

Le choix est de  $4T8=2,01 \text{ cm}^2$  avec  $S_r=15\text{cm}$ .

▪ Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$A_s \geq A_{s \text{ min}} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 1,63\text{cm}^2$       [BAEL,91]

En travée :  $A_s = 7,92 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ Min}}$       vérifiée

Sur appui :  $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ Min}}$       vérifiée

b. Effort tranchant [BAEL,99] :

On doit vérifier que :  $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \text{Min} \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

= Min (3,33 ; 5) = 3,33 MPa (Fissuration peu nuisible).

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{34,49 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,255 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée.}$$

▪ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si :  $T_u - \frac{Mu}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.
- Si  $T_u - \frac{Mu}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  il faut satisfaire la condition suivante :  $A_s \geq \left[ \frac{T_u - \frac{Mu}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{Ma}{0,9d} = 34,49 \times 10^3 - \frac{32,83 \times 10^6}{0,9 \times 135} = -235715,7613 \text{ KN} < 0.$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

▪ **Vérification des armatures transversales [DAV,99] :**

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = 0,255 \text{ Mpa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c. Vérification à l'ELS :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

**c.1. Vérification des contraintes du béton [BAEL,99] :**

Avec :  $n=15$  ;  $c'=2\text{cm}$  ;  $d=13,5\text{cm}$  ;  $b=100\text{cm}$  ;  $A'_s=0$ .

$$\begin{aligned} \text{Position de l'axe neutre : } & b \cdot y^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(d \cdot A_s - d' \cdot A'_s) = 0 \\ & \Rightarrow 100y^2 + (30 \times 7,92)y - (30 \times 13,5 \times 7,92) = 0 \\ & \Rightarrow 100y^2 + 237,6y - 3207,6 = 0 \end{aligned}$$

$Y_1 = 4,598$  et  $Y_2 = -6,974$

On prend la racine positive :  $y = 4,598 \text{ cm}$ .

$$\text{Moment d'inertie : } I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{100(4,598)^3}{3} + 15 \times 7,92(13,5 - 4,598)^2 = 12654,680 \text{ cm}^4$$

**Vérification de la contrainte du béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 18 \text{ MPa}$

En travée :  $M_t = 0,85 \text{ Mser} = 0,85 \times 28,02 = \underline{23,81 \text{ kNm}}$

En appui :  $M_a = 0,5 \text{ Mser} = 0,5 \times 28,0247,38 = \underline{14,01 \text{ kNm}}$

$$\sigma_{bc} = \frac{23,81 \times 10^6}{12654,68 \times 10^4} (4,598 \times 10) = 8,65 \text{MPa}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

**Tableau III.7 : Vérification à l'ELS.**

	M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Y(cm)	I(cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> ≤ σ̄ <sub>bc</sub>
<b>Travée</b>	23,81	7,92	4,598	12654,680	8,65	Vérifiée
<b>Appui</b>	14,01	4,52	3,653	6695,885	7,638	Vérifiée

**c.2. Vérification de la flèche [DAV,96] :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,16}{4,15} = 0,0385 < 0,0625 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \\ \frac{7,92}{100 \times 13,5} = 0,00586 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée} \\ 0,085 < 0,19 \dots \dots \dots \text{non vérifiée} \end{array} \right.$$

Une seule condition n'est pas vérifiée, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : Δf<sub>T</sub> = f<sub>v</sub> - f<sub>i</sub> ≤ f̄ [BAEL,99].

Avec : 
$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} \end{array} \right. \quad L=4,15m \leq 5m.$$

**Moment d'inertie de la section homogène I<sub>0</sub> [BAEL,99] :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left( \frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A'_s \left( \frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right. \quad \text{Moment d'inertie fictif [DAV,96]}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

$$f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20MPa \\ E_{vj} = 10818,86MPa \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.8: Vérification de la flèche de l'escalier.

M <sub>ser</sub> (KNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	δ	σ <sub>s</sub> (MPa)	λ <sub>i</sub>	λ <sub>v</sub>	μ	I <sub>0</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fi</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>fv</sub> (cm <sup>4</sup> )
23,81	7,92	0,00586	222,68	3,58	1,43	0,497	40258,95	15934,04	14485,49

$$\left. \begin{matrix} f_i = 0,08001m \\ f_v = 0,2616cm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,181cm$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{415}{500} = 0,83m$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0,181cm < \bar{f} = 0,83cm$$

### III.3.6. Etude de la poutre palière :

b=30cm ; h=35cm ; d=31,5cm ; f<sub>bu</sub> = 17MPa.

Tableau III.9 : calcul des armatures de la poutre palière.

	M <sub>U</sub> [kNm]	f <sub>c28</sub> [MPa]	F <sub>e</sub> [MPa]	e [cm]	A <sub>s</sub> ' [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Choix des barres	A <sub>s</sub> <sup>adopté</sup> [cm <sup>2</sup> ]
Travées	42,8	25	400	2	0	2,93	3T12	3,39
Appui	68,14				0	4,74	6T12	6,79

#### ➤ Vérification

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} > \frac{0.23b_0df_{t28}}{f_e} = 1,45 \text{ cm}^2 \quad [\text{BAEL},99]$$

En travée : A<sub>s</sub> = 4,52cm<sup>2</sup> ≥ A<sub>s</sub> min vérifiée

Sur appui : A<sub>s</sub> = 6,79cm<sup>2</sup> ≥ A<sub>s</sub> min vérifiée

#### • Vérification des contraintes dans les armatures tendues

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendue.

b) Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

—  
 $\tau_u = \text{Min} (0,13f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,9\text{MPa}$  Fissuration peu nuisible.  
 $\tau = \frac{\tau_u^{max}}{bd} = \frac{94,17 \times 10^3}{300 \times 315} = 0,99 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,9 \text{ MPa}$  Vérifiée.

**c) Vérification de la flèche :**

Pour une poutre encastree à ses extremités, la flèche est donnée par l'expression :

$$f = \frac{pl^4}{384EI}$$

Avec :

I : l'inertie de la poutre

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 35^3}{12} = 107187,5 \text{ cm}^4 ; P : 10,74 \text{ KN/ml}$$

Donc on obtient :  $f=0,0725 \text{ cm}$

On doit également vérifier que :  $f < \bar{f} = \frac{l}{500} = 0,71 \text{ cm}$  ;  $f < \bar{f}$  , la condition est vérifiée.

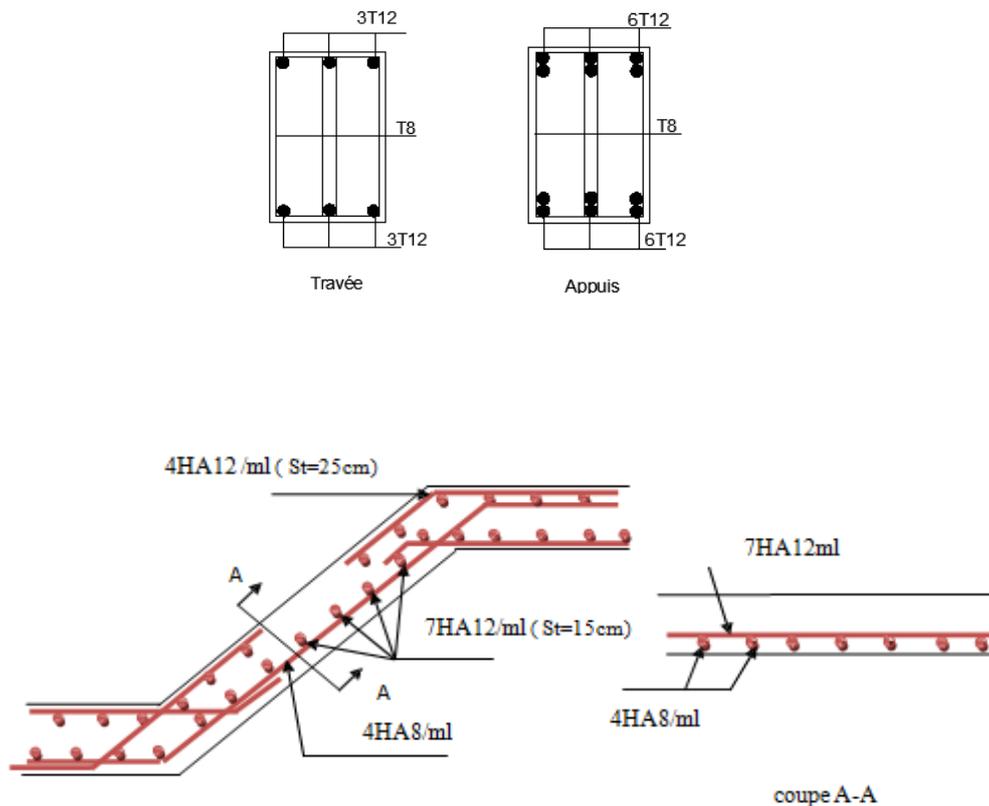


Figure III.15 : Disposition constructive des armatures des Escaliers à deux volées.

*Chapitre IV :*  
***ETUDE DYNAMIQUE***

### **IV.1. Introduction :**

Les séismes représentent une menace permanente pour l'homme. Depuis l'antiquité, les questions relatives à la nature de ces séismes ont préoccupé les hommes vivants dans les zones à risque sismique. Car ceux-ci peuvent causer des pertes énormes que ce soit en vies humaines ou en infrastructures (Boukri 2003).

Après chaque séisme destructeur, les hommes essaient de connaître les causes du cataclysme afin que cela ne se reproduise plus jamais. On a ainsi successivement attribué ces phénomènes aux passages des comètes, à la disposition des astres ou encore aux conditions atmosphériques, bien sûr sans résultats.

De ces circonstances, des études ont été développées pour connaître l'origine des mouvements sismiques et déterminer les solutions les plus adéquates à même de réduire les pertes en vies humaines et les pertes économiques. Et l'une des préventions les plus valables est la construction parasismique.

### **IV.2. Objectif de l'étude sismique :**

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi le calcul d'un bâtiment vis à vis du séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme.

Ce calcul est mené par les trois méthodes suivantes :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode d'analyse modale spectrale ;
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Ces méthodes se basent sur une modélisation mathématique par éléments finis.

### **IV.3. Modélisation :**

#### **IV.3.1. Modélisation Mathématique par Élément Finis:**

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (D.D.L) infini par un modèle ayant un nombre de D.D.L fini et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement (Davidovici 1996).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure.

### IV.3.2. Détermination des Fréquences et Modes Propres (Taibi 2021)

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie. Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

Les caractéristiques propres de la structure sont obtenues à partir du système non amorti et non forcé, l'équation de mouvement d'un tel système est donnée par :

$$[M] \left\{ \ddot{x}(t) \right\} + [K] \{x\} = \{0\} \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

$[M]$  : Matrice de masse de la structure.

$[K]$  : Matrice de rigidité de la structure.

$\left\{ \ddot{x} \right\}$  : Vecteur des accélérations relatives.

$\{x\}$  : Vecteur des déplacements relatifs.

L'analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté nous fournit les propriétés dynamiques les plus importantes de ce système, qui sont les fréquences propres et modes propres.

Chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui est donné par :

$$\{x(t)\} = \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

$\{A\}$  : Vecteur des amplitudes.

$\omega$ : Fréquence de vibration.

$\varphi$ : Angle de déphasage.

Les accélérations en vibration libre non amortie sont données par :

$$\left\{ \ddot{x} \right\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

En substituant les équations (2) et (3) dans l'équation (1) ; on aura :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} \sin(\omega t + \varphi) = 0 \dots \dots (4)$$

Cette équation doit être vérifiée quel que soit le temps (t), donc pour toutes les valeurs de la fonction sinus, ce qui donne :

$$([K] - \omega^2 [M]) \{A\} = \{0\} \dots \dots \dots (5)$$

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues "A<sub>i</sub>". Ce système ne peut admettre une solution non nulle que si le déterminant de la matrice  $\Delta_\omega$  est nulle c'est à dire :

$$\Delta_\omega = \det([K] - \omega^2 [M]) = 0 \dots \dots \dots (6)$$

L'expression ci-dessus est appelée " *Equation caractéristique* ".

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (n) en ( $\omega^2$ ).

Les  $(n)$  solutions  $(\omega_1^2; \omega_2^2; \dots; \omega_n^2)$  sont les carrés des pulsations propres des  $(n)$  modes de vibrations possibles.

Le  $1^{er}$  mode vibratoire correspond à  $\omega_1$  et il est appelé mode fondamental  $(\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n)$

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre  $\{A\}_i$  ou forme modale (modale Shape).

### IV.3.3. Décomposition Modale des Equations de Mouvement (Taibi 2021)

Soit un système structural linéaire, à masse concentrée ayant plusieurs degrés de liberté et dont la base repose sur plusieurs supports. Ce système est soumis à une excitation sismique de translation (dans une seule direction) de nature uniforme. Les équations couplées du mouvement peuvent s'écrire sous la forme matricielle suivante :

$$[M]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{P(t)\} \dots \dots \dots (7)$$

Si la structure étudiée est un bâtiment à plusieurs étages pour lequel les déplacements de la structure sont mesurés parallèlement au mouvement du sol alors  $\{P(t)\}$  peut s'écrire :

$$\{P(t)\} = \{R\}^T [M] \ddot{U}_g(t) \dots \dots \dots (8)$$

$\ddot{U}_g(t)$  : Accélération du sol.

$\{R\}$  : Vecteur colonne unitaire.

$[M]$ ,  $[c]$  et  $[K]$  : Matrices masse, Amortissement et Rigidité respectivement.

$\{\ddot{x}\}$ ,  $\{\dot{x}\}$  et  $\{x\}$  : Vecteurs Accélérations absolues, Vitesses et Déplacements relatifs respectivement.

L'équation (7) représente un système d'équations différentielles couplées. Elle peut être résolue directement par l'intégration directe des équations couplées. Cependant lors de l'analyse de la réponse sismique des structures linéaires, il semble plus efficace de transformer le système d'équation en un système de coordonnées normales en vue de découpler les équations différentielles du mouvement.

En effet, pratiquement, il a été démontré que ce type d'excitation de support tend à exciter particulièrement les quelques premiers modes de vibration. Subséquemment, une approximation satisfaisante de la réponse sismique de système ayant un nombre élevé de degré de liberté peut être obtenue en excluant de l'analyse modale un certain nombre de modes.

Il est donc certain que la technique de superposition modale reste un moyen performant permettant d'approcher au mieux les solutions du système d'équation différentielles données par (7).

Elle nécessite l'introduction de la transformation suivante :

$$\{x\} = [\phi]\{y\} \dots \dots \dots (9)$$

$[\phi]$  : Est la matrice de transformation et  $\{y\}$  est identique au vecteur des coordonnées normales.

Dans ce cas la substitution de l'équation (9) dans l'équation (7) et la pré multiplication par  $[\phi]^T$  permet d'écrire :

$$([\phi]^T [M][\phi])\{\ddot{y}\} + ([\phi]^T [c][\phi])\{\dot{y}\} + ([\phi]^T [K][\phi])\{y\} = -[\phi]^T \{R\}^T [M] \ddot{U}_g(t)$$

Supposons à présent que la structure est amortie de manière classique cette hypothèse permet de découpler les équations de mouvement en une série d'équations modales indépendantes et cela en utilisant les vecteurs et valeurs propres réels correspondants au système non amorti. L'application des propriétés d'orthogonalité permet alors d'écrire :

$$\ddot{Y}_K + (2\xi_K W_K) \dot{Y}_K + W_K^2 Y_K = -\gamma_K \ddot{U}_g(t) \dots \dots \dots (10)$$

$Y_K$ : kième coordonné modale.

$\xi_K$  : Facteur d'amortissement modale donné par :  $2\xi_K W_K = \frac{\{\phi\}_K^T [c] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$

$W_K$  : Fréquence angulaire propre (modale) donnée par :  $W_K^2 = \frac{\{\phi\}_K^T [K] \{\phi\}_K}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K}$

$\gamma_K$  : Facteur de participation du mode  $K$  est donné par :

$$\gamma_K = \frac{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K \{R\}}{\{\phi\}_K^T [M] \{\phi\}_K} = \frac{L_K}{M_K} = \frac{L_K}{M_K}$$

La définition de  $L_K$

est analogue à celle de  $\gamma_K$ .

$\{\phi\}_K$ : Vecteur propre du kième mode de vibration.

L'équation (10) est analogue à l'équation d'équilibre gouvernante d'un oscillateur à un degré de liberté. Sa résolution peut se faire soit par intégration numérique (intégral de Duhamel), ce qui nécessite la connaissance de l'exacte évolution temporelle du chargement  $\ddot{U}_g(t)$ , soit par la méthode du spectre de réponse, ce qui implique la connaissance du spectre de réponse de l'excitation mais qui fournit uniquement la réponse modale maximale, c'est à dire,  $max(Y_K)$ . Dans notre cas l'excitation sismique est définie par son spectre de réponse

**IV.3.4. Détermination de la Réponse Physique:**

En effet, les réponses modales maximales représentent les ordonnées du spectre de réponse caractérisant un mouvement sismique donné. De ce fait, pour chaque mode individuel de la structure, la réponse maximale peut être obtenue directement par simple lecture à partir du spectre de réponse, ce qui s'écrit par exemple pour le vecteur déplacement relatif maximum associé au mode "  $K$  " comme suit :

$$\{X_K, \max\} = \{\phi\}_K \gamma_K S_d(\xi_K, \xi_K)$$

Où :  $S_d(\xi_K, \xi_K)$  : Représente le déplacement spectrale correspondant à l'amortissement et à la période du kième mode de vibration.

Par ailleurs, la réponse physique (par opposition à modale) maximale de la structure ne peut être approchée par simple addition des réponses modales maximales, car ces derniers ne sont pas nécessairement toutes atteints au même instant. Par conséquent, la superposition (S.A.V sum of absolute values) des réponses modales (maximales) fournit incontestablement une limite supérieure de la réponse et de manière générale sur estime le maximum escompté de manière significative. Il apparaît donc plus raisonnable, de combiner de manière judicieuse les réponses modales. La plus simple des méthodes de combinaison modale fréquemment utilisée est sans doute, La S.R.S.S (square root of sum of square).

Par exemple pour le vecteur déplacement, elle s'écrit :

$$\{x\}_{\max} = \sqrt{\{x_1, \max\}^2 + \{x_2, \max\}^2 + \dots + \{x_n, \max\}^2} = \sqrt{\sum_{i=1}^n \{x_i, \max\}^2}$$

Où :  $n$  : Représente le nombre de mode considéré dans l'analyse, alors que les termes sous la racine carrée représentent le carré des vecteurs déplacements relatifs maximum associé à chaque mode.

Néanmoins, la méthode S.R.S.S bien que plus raffinée que la S.A.V, peut mener à une sous estimation de la réponse. Pour palier ses aspects négatifs d'autres règles de combinaisons plus élaborées ont été développés. Elles se basent sur la théorie des vibrations aléatoires et tiennent compte de l'inter corrélation modale par l'introduction dans la combinaison de coefficient de corrélation inters modaux. A titre d'exemple nous pouvons citer la règle de combinaison dite C.Q.C (complète quadratique combinaison).

#### IV.4. Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement parasismique en vigueur à savoir le « *RPA99 version 2003*. Ce dernier propose trois méthodes régies par des conditions d'application particulières, qui tiennent compte de la forme des structures à étudier et la qualification du personnel utilisateur. Ces méthodes se présentent comme suit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le bâtiment faisant l'objet de notre étude satisfait aux conditions d'application de la méthode statique équivalente prescrites par le RPA 99 version 2003 (Paragraphe 4.1.2). Toutefois, dans le cadre de ce travail, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique du bâtiment étudié.

##### IV.4.1. Calcul des forces sismiques a la base par la méthode statique équivalente :

$$\text{Soit : } v = \frac{ADQ}{R} W$$

A : coef d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Pour notre cas :

- Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation de 18m de hauteur. Donc, il est classé en *groupe 2*.
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Alger (zone III).

Donc :  $A=0,25$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale de la structure T.

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

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

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (\text{formule 4.3, RPA99 version 2003})$$

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

$\xi$  est donné par le tableau 4.2 du RPA99 version 2003

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage en maçonnerie rigide, Donc d'après le tableau 4.2 du RPA99 version 2003

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

**Tableau IV.1 : Vérification des voiles sur charges verticales**

	N <sub>Global</sub>	N <sub>Voiles</sub>	% N <sub>Voiles</sub>	N <sub>Portiques</sub>	% N <sub>Portiques</sub>
Sens X	1422,72	1227.12	86.25	195,6	13,75
Sens Y	1462,68	1405,58	96	57,1	4

$$\xi_x = 7 \times 0,1375 + 10 \times 0,8625 = 9,58\% \quad \xi_y = 7 \times 0,04 + 10 \times 0,96 = 9,88\%$$

D'où

$$\eta_x = 0,778 > 0.7 \quad ; \quad \eta_x = 0,778$$

$$\eta_y = 0,77 > 0.7 \quad ; \quad \eta_y = 0,770$$

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. D'après le tableau 4.7 du RPA99 version 2003.

(Site S3 :  $T_1=0,15s$  et  $T_2=0,5s$ ).

- **Estimation de la période fondamentale :**

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

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 par la formule :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{formule 4.6 du RPA99 version 2003})$$

Avec :

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

$$h_N = 18\text{m}$$

$C_T$  : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé, et des murs en maçonnerie :

$$\text{D'où : } C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (18)^{3/4} = 0,437\text{s}$$

Dans notre cas (structure mixte), on peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0,09 h_n / \sqrt{D} \quad (\text{formule 4.7 du RPA99 version 2003})$$

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

$$\underline{\text{Selon } x-x} : L_x = 17,95\text{m} ; T_x = 0,382\text{s}$$

$$\underline{\text{Selon } y-y} : L_y = 12\text{m} ; T_y = 0,467\text{s}$$

D'après l'RPA99 version 2003, dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

$$\text{Donc } T_x = \min(0,382\text{s} ; 0,437) = 0,382\text{s}$$

$$T_y = \min(0,467\text{s} ; 0,437) = 0,437\text{s}$$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15\text{s} & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50\text{s} & (\text{site3}) \end{cases}$$

Ce qui donne :  $0 \leq (T_x ; T_y) \leq T_2$  ; Donc :  $D=2,5 \eta$

$$D_x = 2,5 \times \eta_x = 2,5 \times 0,778 = 1,95$$

$$D_y = 2,5 \times \eta_y = 2,5 \times 0,770 = 1,93$$

Q : facteur de qualité.

**Tableau Error! No text of specified style in document.IV.2 : Valeurs des pénalités  $P_{qx}$ .**

Critère q	$P_{qx}$
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0 ( Observé )
2. Redondance en plan	0,05 ( N/Observé )
3. Régularité en plan	0 (Observé)
4. Régularité en élévation	0 (Observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0 (Observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10 ( N/Observé )
<b>Total</b>	<b>0.15</b>

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 P_{qx} = 1,15 \quad (\text{Formule 4.4 du RPA99 version 2003})$$

**Tableau Error! No text of specified style in document.IV.3 : Valeurs des pénalités  $P_{qy}$ .**

Critère q	$P_{qy}$
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05 ( N/Observé )
2. Redondance en plan	0 (Observé)
3. Régularité en plan	0 (Observé)
4. Régularité en élévation	0 (Observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0 (Observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10 ( N/Observé )
<b>Total</b>	<b>0.15</b>

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 P_{qy} = 1,15$$

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

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA99 version 2003

R : coefficient de comportement global de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

D'après le tableau 4.3 du RPA99 version 2003  $R=3,5$  (Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (Système 2)).

W : poids de la structure

$$W = \sum W_{étage}^i \quad \text{tel que : } W_{étage}^i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{formule 4.5 RPA99 version 2003})$$

$W_{étage}^i$  : représente le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher i.

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes (plancher i).

$W_{Qi}$  : surcharge d'exploitation (plancher i).

$\beta = 0.2$  dans le cas de la structure étudiée (c'est le coefficient de pondération il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation).

## IV.5. Modélisation de la structure avec l'utilisation de la méthode modale spectrale

### IV.5.1. Principe:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### IV.5.2. Modélisation de la structure:

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation d'un outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du logiciel **ETABS Ultimate (version 20.1)**.

### IV.5.3. Description du logiciel ETABS:

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différents règlements en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et

rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert des données avec d'autres logiciels tels que : AUTOCAD, SAP2000 et SAFE.

#### IV.5.4. Modélisation des éléments structuraux:

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.D.L.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles (deck).

#### IV.5.5. Modélisation de la masse:

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  RPA99/Version 2003 (dans notre cas  $\beta = 0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2,5 \text{ t/m}^3$ .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

#### IV.5.6. Spectre de Réponse (RPA 2003)

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

#### IV.5.7. Nombre de mode à considérer:

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3 \sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

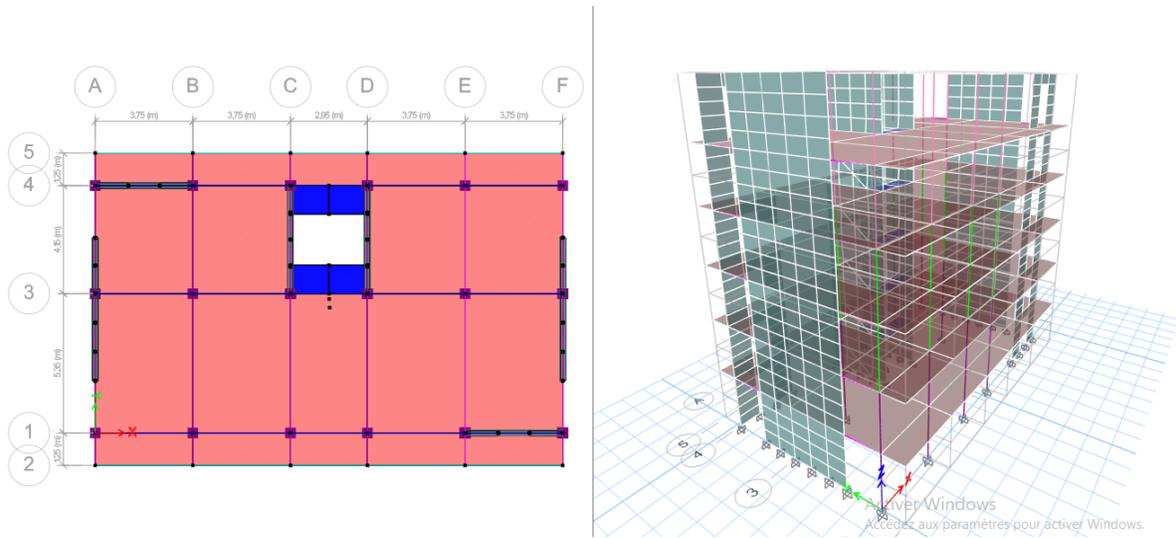
#### **IV.5.8. Effet de la torsion accidentelle :**

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales, Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte tel que décrit au paragraphe 4.2.7 du RPA 99 version 2003.

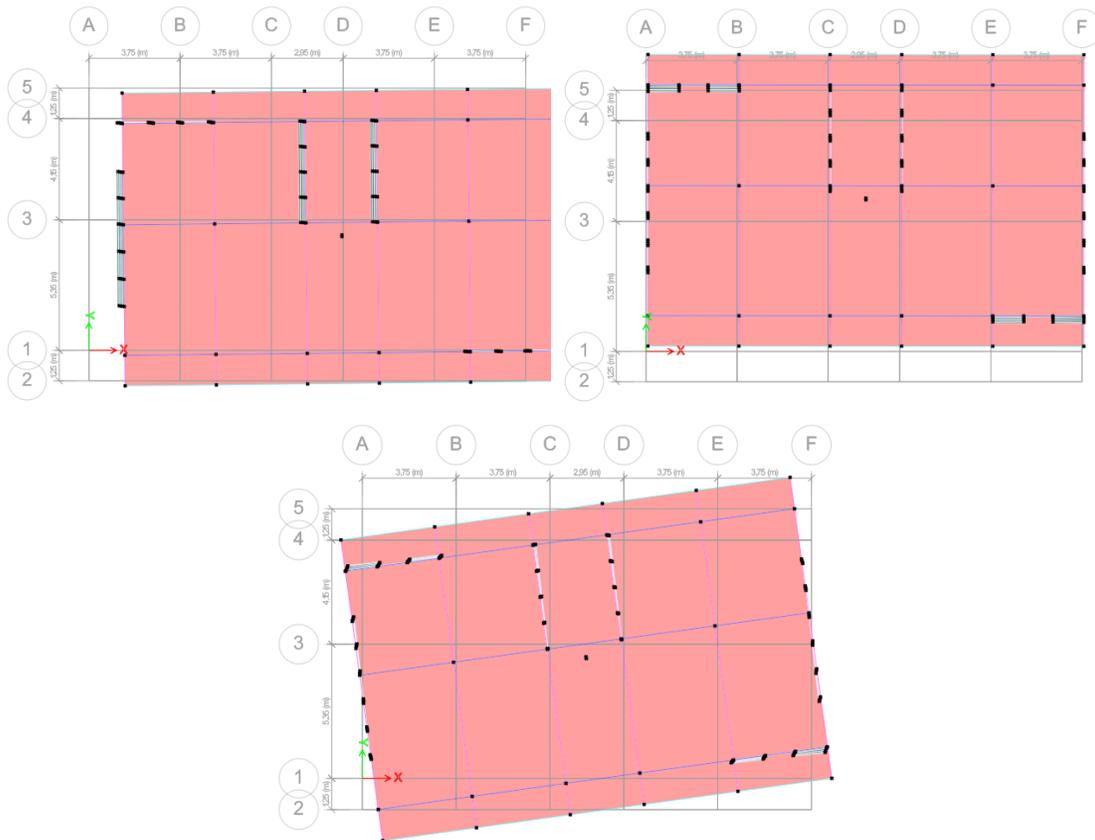
Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

#### **IV.6. Analyse de la structure :**

Après plusieurs essais, nous optons pour une disposition des voiles, les voiles de contreventement ont été disposées de manière symétrique dans afin d'équilibrer la structure faisant l'objet de notre étude. La configuration choisie est illustrée dans les figures ci-dessous.



**Figure Error! No text of specified style in document..5.** Configuration du modèle selon la variante 1 (RDC jusqu'au 5<sup>ème</sup> étage)



**Figure Error! No text of specified style in document..6.** Modes de vibration (variante 1)

### IV.6.3. Caractéristique géométriques et massiques de la variante 1

- **Résultats de l'analyse Dynamique:**

**Tableau**Error! No text of specified style in document..4 :Période et facteurs de participation massique

Mode	Period (sec)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	Sum RZ
1	0,404	0,7178	0,0035	0,0022	0,7178	0,0035	0,0022
2	0,261	0,0049	0,6873	0,00000367	0,7227	0,6908	0,0022
3	0,225	0,0023	0,00003535	0,7082	0,725	0,6908	0,7104
4	0,122	0,1813	0,0005	0,0002	0,9063	0,6913	0,7107
5	0,063	0,0264	0,1154	0,0002	0,9326	0,8068	0,7109
6	0,062	0,0298	0,096	0,0002	0,9625	0,9028	0,7111

#### **Constatations:**

-La participation massique dans les deux directions latérales dépasse le seuil des 90% à partir du 6<sup>ème</sup> mode.

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de torsion.

#### ➤ **Calcul de la force sismique**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W = 14343,40kN$ ;  $R = 3,5$ ;  $D_x = 1,95$ ;  $D_y = 1,93$ ;  $Q = 1,15$ ;  $A = 0,25$ .

$$V^x = \frac{0,25 \times 1,95 \times 1,15}{3,5} \times 14343,40kN = 2297,5kN \Rightarrow 0,8V^x = 1838kN$$

$$V^y = \frac{0,25 \times 1,93 \times 1,15}{3,5} \times 14343,40kN = 2273,94kN \Rightarrow 0,8V^y = 1819,15kN$$

D'après le fichier des résultats de l'**ETABS** on a : 
$$\begin{cases} F_x = V_t^x = 2106,58kN \\ F_y = V_t^y = 2099,72kN \end{cases}$$

Ce qui donne :  $V_t^x > 0,8V^x$  et  $V_t^y > 0,8V^y$

- **L'effort de cisaillement a la base est vérifié**

- **Vérification de la Période fondamentale**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

-Une période fondamentale :  $T=0,404s$

$$T=0,404s < 1.3T_e = 0,568s. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des déplacements latéraux inter-étages**

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

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

Avec :  $\delta_K^x = R\delta_{eK}^x$  et  $\delta_K^y = R\delta_{eK}^y$   
 $\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x$  et  $\Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens  $x-x$  (idem dans le sens  $y-y$ ,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $K$  dans le sens  $x-x$  (idem dans le sens  $y-y$ ,  $\delta_{eK}^y$ ).

**N.B :** d'après l'Art 4.4.3 de le **RPA 99 version 2003**, le calcul des déplacements utilisés correspond aux forces sismiques ( $E_x$  et  $E_y$ ).

**Tableau Error! No text of specified style in document.IV.5 :** déplacements latéraux inter-étages (sens X-X)

Dans le sens X-X							
Niveaux	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$h_e$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$
<b>RDC</b>	0,095	0,33	0	0,32	300	3	<b>Vérifiée</b>
<b>Étage 1</b>	0,26	0,91	0,33	0,58	300	3	<b>Vérifiée</b>
<b>Étage 2</b>	0,45	1,58	0,91	0,67	300	3	<b>Vérifiée</b>
<b>Étage 3</b>	0,66	2,31	1,58	0,73	300	3	<b>Vérifiée</b>
<b>Étage 4</b>	0,87	3,05	2,31	0,74	300	3	<b>Vérifiée</b>
<b>Étage 5</b>	1,08	3,78	3,05	0,73	300	3	<b>Vérifiée</b>

**Tableau Error! No text of specified style in document.IV.6 : déplacements latéraux inter-étages (sens Y-Y)**

Niveaux	Dans le sens Y-Y						
	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$h_e$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$
<b>RDC</b>	0,031	0,11	0	0,11	300	3	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	0,092	0,32	0,11	0,21	300	3	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	0,17	0,6	0,32	0,28	300	3	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	0,27	0,95	0,6	0,35	300	3	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	0,36	1,26	0,95	0,31	300	3	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	0,46	1,61	1,26	0,35	300	3	<b>Vérifiée</b>

**Commentaire :**

Nous remarquons que les déplacements inter étages ne dépassent pas les déplacements admissibles, alors la condition de l'art 5.10 de **le RPA 99 version 2003** est vérifiée.

**IV.6.3.1. JUSTIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT :**

Outre les vérifications prescrites par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$N_d$  : L'effort normal de compression correspond à la combinaison de charge  $G + Q \pm E$

$B_c$  : L'aire de la section brute.

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton ( $f_{c28} = 25$  Mpa).

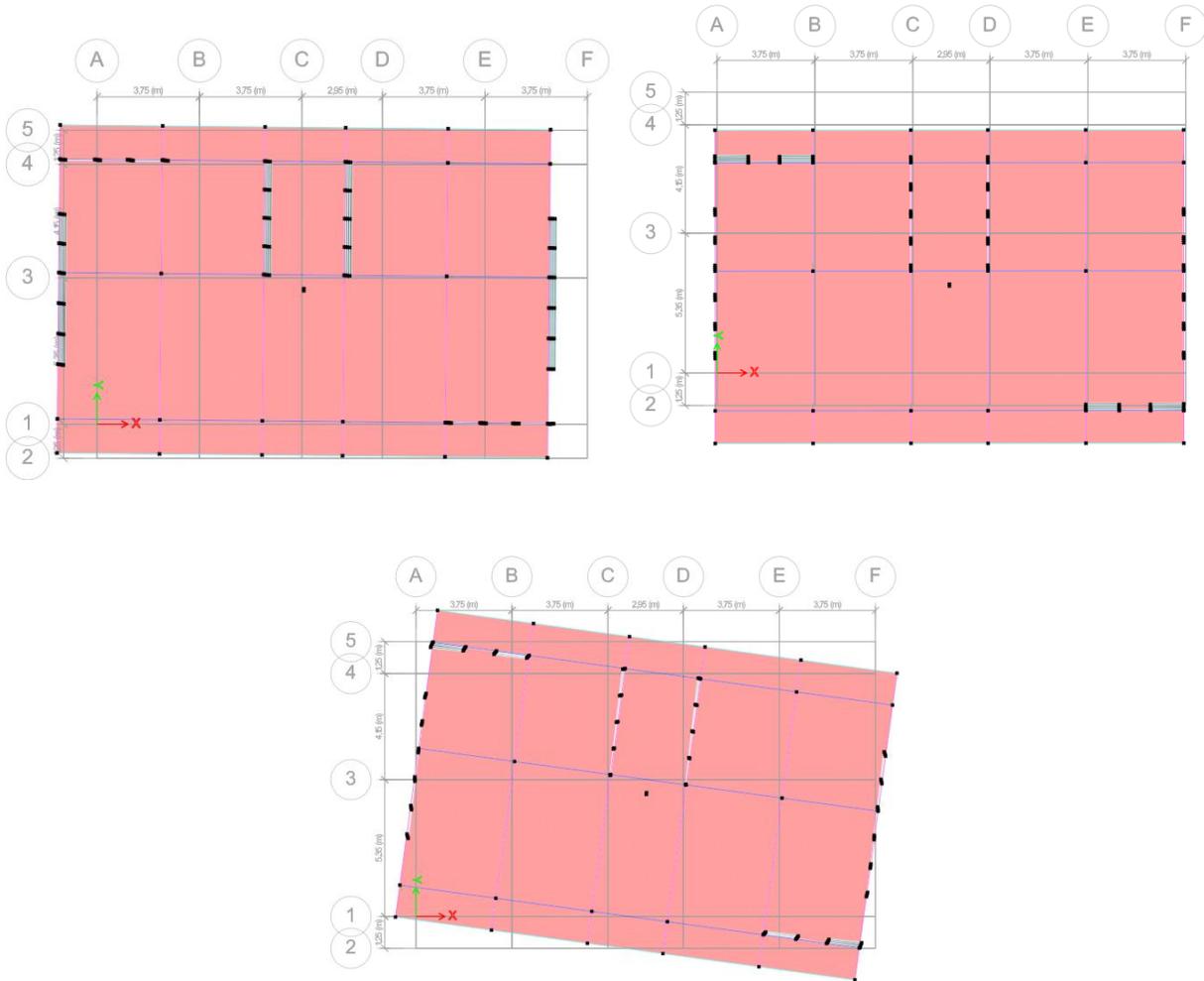
**Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit.**

Etage	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	$v$	Vérification
Du 4 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup>	30×30	292,17	0,13	Vérifiée
Du 2 <sup>ème</sup> au 3 <sup>ème</sup>	35×35	677,86	0,22	Vérifiée
Du RDC au 1 <sup>er</sup>	40x40	1607,56	0,4	Non vérifiée

L'effort normal réduit  $\nu$  dépassent 0,3 dans quelque étage. A cet effet, nous avons augmenté la résistance caractéristique désirée du béton jusqu'à 30Mpa ( $f_{c28} = 30$  Mpa) tout en augmente la section des poteaux.

**IV.6.4. Caractéristique géométriques et massiques de la structure:**

- **Modèle (variante 2) : ( $f_{c28} = 30$ MPa)**



**Figure Error! No text of specified style in document..7. Modes de vibration (variante 2)**

- **Résultats de l'analyse Dynamique (Variante 2)**

**Tableau : IV.8 Période et facteurs de participation massique de la variante 2**

Mode	Period (sec)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,375	0,7218	0,0033	0,7218	0,0033	0,002	0,0022
2	0,244	0,0047	0,6903	0,7265	0,6936	0,000005315	0,0022
3	0,213	0,0021	0,00003654	0,7286	0,6936	0,7125	0,7101
4	0,114	0,1784	0,0005	0,907	0,6941	0,0002	0,7104
5	0,059	0,0043	0,1951	0,9113	0,8893	0,0001	0,7106
6	0,058	0,0506	0,0148	0,9618	0,904	0,001	0,7108

### Constatations:

-La participation massique dans les deux directions latérales dépasse le seuil des 90% à partir du 6<sup>ème</sup> mode.

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est mode de translation parallèlement à y-y.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de torsion.

#### ➤ Calcul de la force sismique

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$W = 14617,54kN$ ;  $R = 3,5$ ;  $D_x = 1,95$ ;  $D_y = 1,93$ ;  $Q = 1,15$ ;  $A = 0,25$ .

On a :

$$V^x = \frac{0,25 \times 1,95 \times 1,15}{3,5} \times 14617,54kN = 2341,42kN \Rightarrow 0,8V^x = 1873,13kN$$

$$V^y = \frac{0,25 \times 1,93 \times 1,15}{3,5} \times 14617,54kN = 2317,4kN \Rightarrow 0,8V^y = 1853,92kN$$

D'après le fichier des résultats de l'ETABS on a : 
$$\begin{cases} F_x = V_t^x = 2154,51kN \\ F_y = V_t^y = 2143kN \end{cases}$$

Ce qui donne :  $V_t^x > 0,8V^x$  et  $V_t^y > 0,8V^y$

- **L'effort de cisaillement à la base est vérifié.**

#### - **Vérification de la Période**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

-Une période fondamentale :  $T = 0,375s$

$T = 0,375s < 1.3T_e = 0,568s. \Rightarrow$  Condition vérifiée.

- **Vérification des déplacements latéraux inter-étages**

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

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

Avec :  $\delta_K^x = R\delta_{eK}^x$  et  $\delta_K^y = R\delta_{eK}^y$   
 $\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x$  et  $\Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens  $x-x$  (idem dans le sens  $y-y$ ,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $K$  dans le sens  $x-x$  (idem dans le sens  $y-y$ ,  $\delta_{eK}^y$ )

**Tableau IV.9 : Déplacements latéraux inter-étages dans le sens X-X**

Dans le sens X-X							
Niveaux	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$h_e$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$
RDC	0,09	0,32	0	0	300	3	Vérifiée
Etage 1	0,2	0,7	0,32	0,38	300	3	Vérifiée
Etage 2	0,42	1,47	0,7	0,77	300	3	Vérifiée
Etage 3	0,62	2,17	1,47	0,7	300	3	Vérifiée
Etage 4	0,82	2,87	2,17	0,7	300	3	Vérifiée
Etage 5	1,00	3,5	2,87	0,63	300	3	Vérifiée

**Tableau IV.10 : Déplacements laéraux inter-étages dans le sens Y-Y**

Dans le sens Y-Y							
Niveaux	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$h_e$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$
RDC	0,03	0,11	0	0,11	300	3	Vérifiée

<b>Etage 1</b>	0,08	0,28	0,11	0,17	300	3	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	0,16	0,56	0,28	0,28	300	3	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	0,25	0,88	0,56	0,32	300	3	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	0,34	1,19	0,88	0,31	300	3	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	0,42	1,47	1,19	0,28	300	3	<b>Vérifiée</b>

Nous remarquons que les déplacements inter étages ne dépassent pas les déplacements admissibles, alors la condition de l'art 5.10 de le **RPA 99 version 2003** est vérifiée.

#### IV.6.4.1. JUSTIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT :

Outre les vérifications prescrites par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$N_d$  : L'effort normal de compression correspond à la combinaison de charge  $G + Q \pm E$

$B_c$  : L'aire de la section brute.

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton ( $f_{c28} = 30$  Mpa).

**Tableau IV.11:** Vérification de l'effort normal réduit.

Etage	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	$v$	Vérification
Du 4 <sup>ème</sup> au 5 <sup>ème</sup>	35×35	303,7	0,08	Vérifiée
Du 2 <sup>ème</sup> au 3 <sup>ème</sup>	40×40	795,06	0,16	Vérifiée
Du RDC au 1 <sup>er</sup>	45x45	1808,95	0,29	Vérifiée

D'après les valeurs de l'effort normal réduit, nous constatons que les sections des poteaux arrêtées pour la configuration initiale ci-dessus sont suffisantes pour une résistance caractéristique du béton égale à 30Mpa ( $f_{c28} = 30$ MPa).

- **Justification du coefficient de comportement R :**

Les sollicitations dues aux charges verticales sont celles des charges permanentes et des surcharges d'exploitation appliqués.

**Tableau IV.12 : Vérification des voiles sur charges verticales**

$N_{Global}$	$N_{Voiles}$	% $N_{Voiles}$	$N_{Portiques}$	% $N_{Portiques}$
16498,03	7253,74	43,97	9244,28	56,03

- L'effort normal total à la base de la structure  $N_{Global} = 16498,03KN$
- L'effort normal à la base repris par les voiles  $N_{Voiles} = 7253,74KN$
- $N_{Voiles} / N_{Global} = 43,97\% > 20\%$ . Alors les voiles de contreventements reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Cela justifie le choix du système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé ( $R=3,5$ ) selon le paragraphe 3.4 ainsi que le tableau 4.3 des RPA 99 version 2003.

#### IV.6.4.2. JUSTIFICATION VIS À VIS DE L'EFFET $P-\Delta$ :

Les effets du 2° ordre (ou effet  $P-\Delta$ ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \quad (\text{Art 5.9 RPA99 version 2003}) \text{ [RPA, 03]}$$

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

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

$V_K$ : Effort tranchant d'étage au niveau "K".  $V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$ .

$\Delta_K$ : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

$h_K$ : Hauteur de l'étage "K"

- Si  $0,10 < \theta_K \leq 0,20$ , Les effets  $P-\Delta$  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° ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si  $\theta_K > 0,20$ , la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

**Tableau IV.13. Justification vis à vis de l'effet  $P-\Delta$  dans le sens X-X**

Niveaux	Dans le sens X-X					Observation
	$h_K (cm)$	$P_K (KN)$	$\Delta_K (cm)$	$V_K (KN)$	$\theta_K$	

<b>RDC</b>	300	14617,54	0,32	2154,51	0,007	vérifiée
<b>Etage 1</b>	300	12063,68	0,58	2044,14	0,012	vérifiée
<b>Etage 2</b>	300	9508	0,67	1833,79	0,013	vérifiée
<b>Etage 3</b>	300	7004,70	0,73	1530,82	0,012	vérifiée
<b>Etage 4</b>	300	4501,38	0,74	1131,26	0,011	vérifiée
<b>Etage 5</b>	300	2304,32	0,73	662,08	0,004	vérifiée

**Tableau IV.14 :**Justification vis à vis de l'effet P- $\Delta$  dans le sens Y-Y.

Niveaux	Dans le sens Y-Y					Observation
	$h_K (cm)$	$P_K (KN)$	$\Delta_K (cm)$	$V_K (KN)$	$\theta_K$	
<b>RDC</b>	300	14617,54	0,11	2143	0,003	vérifiée
<b>Etage 1</b>	300	12063,68	0,21	2016,32	0,004	vérifiée
<b>Etage 2</b>	300	9508	0,28	1797,74	0,005	vérifiée
<b>Etage 3</b>	300	7004,70	0,35	1510,32	0,005	vérifiée
<b>Etage 4</b>	300	4501,38	0,31	1147,67	0,005	vérifiée
<b>Etage 5</b>	300	2304,32	0,35	695,15	0,003	vérifiée

- ❖ On constate que  $\theta_x$  et  $\theta_y$  sont inférieurs à 0,1, donc l'effet P- $\Delta$  peut être négligé pour le cas de notre structure.

#### IV.7. CONCLUSION

D'après les résultats obtenus découlant de l'étude dynamique et sismique de la structure effectuée dans ce chapitre avec leur vérification vis à vis du règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99 version 2003), on peut conclure que le bâtiment est correctement dimensionné et vérifié vis à vis d'une action sismique probable, ce qui nous permet de passer au ferrailage de ses différents éléments résistants dans le chapitre suivant.

**Chapitre V :**  
***FERRAILLAGE DES***  
***ELEMENTS RESISTANTS***

## V.1. INTRODUCTION

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques.

Leurs ferraillements doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

Le ferraillement des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL91 modifié en 1999 (BAEL 99), CBA 93 et les vérifications se feront selon le règlement parasismique Algérien RPA 99 version 2003 (RPA 2003).

La stabilité et la résistance d'une structure vis-à-vis aux charges horizontales et verticales sont assurée par des éléments porteurs principal qui sont :

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant ( $M_2$  et  $M_3$ ) et seront donc calculés en flexion composée déviée.
- Les voiles soumises à la flexion composée.

## V.2. FERRAILLAGE DES POUTRES

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferraillement des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe) à l'état limite ultime (ELU), puis vérifié à l'état limite de service (ELS) en considérant une fissuration préjudiciable.

On fait le calcul pour les situations suivantes :

- **Situation durable (Selon BAEL91/99)**

$$\underline{\text{E.L.U:}} 1.35 G + 1.5 Q$$

$$\underline{\text{E.L.S:}} G + Q$$

- **Situation accidentelle (Selon RPA 99 version 2003)**

$$G + Q + E$$

$$0.8 G \pm E$$

### V.2.1. Recommandation du RPA99 VERSION 2003

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\varnothing$  en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

**V.2.2. Recommandation du BEAL 91/99**

## ➤ Les armatures longitudinales :

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivantes :  $A_{t \min} = 0,23 \text{ b.d. } \frac{f_{t28}}{f_e}$

## ➤ Les armatures transversales :

La section minimale  $A_t$  doit vérifier :  $A_t \geq \frac{l}{f_e} 0,4. b. St$

Avec :

b : largeur de la poutre.

$S_t$  : l'espacement des cours d'armatures transversales.

## ➤ Diamètre des armatures d'âme

$$\Phi \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi l \text{ min} \right\} :$$

Espacement maximale :  $S_{t \max} \leq \min (0,9d ; 40\text{cm} ; 15\phi_{l\min})$

**V.2.3. Calcul du Ferrailage :**

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

**a) Sens porteur :**

Remarque : pour les combinaisons, le calcul se fait par :

ELU : pour le ferrailage de la section en travée.

Les combinaisons sismiques : pour le ferrailage de la section en appui.

➤ **Situation durable : 1,35G + 1,5Q**

**Tableau V.1 : Ferrailage des poutres porteuses (Situation durable).**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{max}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	30×45	Travée	49,99	3,04	0	6,75
		Appui	-76,89	4,74	0	
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	30×45	Travée	52,24	3,18	0	6,75
		Appui	-83,38	5,16	0	
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> ,	30×45	Travée	65,24	4	0	6,75
		Appui	-89,80	5,57	0	

➤ **Situation accidentelle :  $G + Q + E$** **Tableau V.2 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{max}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	30×45	Travée	38,17	2,31	0	6,75
		Appui	-71,45	4,4	0	
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	30×45	Travée	40,29	2,44	0	6,75
		Appui	-83,00	5,13	0	
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> ,	30×45	Travée	49,66	3,02	0	6,75
		Appui	-87,20	5,41	0	

➤ **Combinaison :  $0,8G+E$** **Tableau V.3 : Ferrailage des poutres porteuses ( $0,8G±E$ )**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{max}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	30×45	Travée	25,44	1,53	0	6,75
		Appui	-53,36	3,25	0	
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	30×45	Travée	27,06	1,63	0	6,75
		Appui	-62,99	3,86	0	
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> ,	30×45	Travée	35,53	2,15	0	6,75
		Appui	-67,36	4,14	0	

**b) Poutre non porteuse :**➤ **Situation durable :  $1,35G + 1,5Q$** **Tableau V.4 : Ferrailage des poutres non porteuses (Situation durable)**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{max}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	30×35	Travée	8,35	0,66	0	5,25
		Appui	-16,08	1,27	0	
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	30×35	Travée	13,92	1,1	0	5,25
		Appui	-20,42	1,62	0	
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> ,	30×35	Travée	17,16	1,36	0	5,25
		Appui	-22,38	1,78	0	

➤ **Situation accidentelle :  $G + Q + E$** **Tableau V.5 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{max}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	30×35	Travée	29,05	2,32	0	5,25
		Appui	-44,87	3,63	0	
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	30×35	Travée	36,84	2,92	0	5,25
		Appui	-54,86	4,48	0	
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> ,	30×35	Travée	44,94	3,64	0	5,25
		Appui	-50,48	4,11	0	

➤ **Combinaison :  $0,8G \pm E$** **Tableau V.6 : Ferrailage des poutres non porteuses ( $0,8G \pm E$ )**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{max}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	30×45	Travée	30,53	2,44	0	5,25
		Appui	-42,63	3,45	0	
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	30×45	Travée	38,37	3,09	0	5,25
		Appui	-50,98	4,15	0	
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> ,	30×45	Travée	45,40	3,68	0	5,25
		Appui	-49,15	3,99	0	

**c) Poutre au bout de voile :**➤ **Situation accidentelle :  $G + Q + E$** **Tableau V.7 : Ferrailage des poutres bout de voile (situation accidentelle)**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$M^{max}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s'$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{min}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	30×45	Travée	59,54	3,6	0	6,75
		Appui	-70,44	4,28	0	
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	30×45	Travée	75,37	4,59	0	6,75
		Appui	-89,37	5,49	0	
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> ,	30×45	Travée	75,97	4,62	0	6,75
		Appui	-87,62	5,36	0	

**V.2.4. Choix des Armatures :**

Le choix des armatures pour les poutres est présenté dans les tableaux suivants :

- **Poutres principales :**

*Tableau V.8 : Choix des armatures pour les poutres porteuses*

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$A_s^{\max}$ (ZC) (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\max}$ (ZR) (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	30×45	Travée	54	81	6,75	3,04	3T14+3T12	8,01
		Appui				4,74		
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	30×45	Travée	54	81	6,75	3,18	3T14+3T12	8,01
		Appui				5,16		
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> ,	30×45	Travée	54	81	6,75	4	3T14+3T12	8,01
		Appui				5,57		

- **Poutres secondaires :**

*Tableau V.9 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses*

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$A_s^{\max}$ (ZC)(cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\max}$ (ZR)(cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	30×35	Travée	42	63	5.25	2,32	3T14+2T12	6,88
		Appui				3,63		
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	30×35	Travée	42	63	5.25	2,92	3T14+2T12	6,88
		Appui				4,48		
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> ,	30×35	Travée	42	63	5.25	3,64	3T14+2T12	6,88
		Appui				4,11		

- **Poutres au bout de voile :**

*Tableau V.10 : Choix des armatures pour les poutres au bout de voile*

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Position	$A_s^{\max}$ (ZC) (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\max}$ (ZR) (cm <sup>2</sup> )	$A_{sRPA}^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	30×45	Travée	54	81	6,75	3,6	3T14+3T12	8,01
		Appui				4,28		
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	30×45	Travée	54	81	6,75	4,59	3T14+3T12	8,01
		Appui				5,49		
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup> ,	30×45	Travée	54	81	6,75	4,62	3T14+3T12	8,01
		Appui				5,36		

**V.2.5. Condition de Non Fragilité :**

Il faut vérifier la condition suivante :  $A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$  [BAEL,99]

Avec :  $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$ .

**Poutre principale (30×45) :**

Donc :  $A_s^{\min} = 0,23 \times 30 \times 45 \times \frac{2,4}{400} = 1,86 \text{ cm}^2$

Avec  $A_s^{\min \text{ choisi}} = 10,65 \text{ cm}^2$  la condition est vérifiée.

**Poutre secondaire (30×35) :**

Donc :  $A_s^{\min} = 0,23 \times 30 \times 35 \times \frac{2,4}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$

Avec  $A_s^{\min \text{ choisi}} = 8,01 \text{ cm}^2$  la condition est vérifiée.

**V.2.6. Vérification Vis à Vis de L'ELS :**

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poutres, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous  $M_{ser}$  (voir annexe I), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

**Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

**Acier :**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0,5 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right)$ .

Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left( \frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$ .

Avec :  $\eta = 1,6$  pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable,

$$\text{On doit vérifier que : } \begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y + \frac{N}{A} < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) + \frac{N}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 215,55 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

**Poutres porteuses:**

Avec :  $n = 15$  ;  $c' = 253 \text{ cm}$  ;  $d = 40,5 \text{ cm}$  ;  $b = 30 \text{ cm}$  ;  $A'_s = 0$ .

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0$$

Sur travée  $Y=1,61\text{cm}$

Sur appui  $Y=1,68\text{cm}$

- *Moment d'inertie :*

$$I = b y^3 / 3 + n A_s (d - y)^2$$

Sur travée :  $I=241652,7608\text{cm}^4$

Sur appui :  $I=272662,3415\text{cm}^4$

- *Vérification de la contrainte du béton :*

On doit vérifier que :

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

**Tableau V.11 : Vérification des poutres principales à l'ELS.**

Niveaux	Position	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC, 1 <sup>er</sup>	Travée	36,27	2,19	2,52	18	92,06	215,55	Oui
	Appui	-55,74	3,4	3,27		113,35		
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	Travée	37,91	2,3	2,61	18	95,23	215,55	Oui
	Appui	-60,45	3,7	3,36		116,68		
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	Travée	47,69	2,9	3,12	18	113,91	215,55	Oui
	Appui	-65,36	4,01	3,43		118,95		

**Poutres non porteuses :**

Avec :  $n=15$  ;  $c'=3\text{cm}$  ;  $d=31,5\text{cm}$  ;  $b=30\text{cm}$  ;  $A'_s=0$ .

- *Position de l'axe neutre :*

Sur travée  $Y=1,23\text{cm}$

Sur appui  $Y=1,30\text{cm}$

- *Moment d'inertie :*

Sur travée :  $I=110108,7976\text{cm}^4$

Sur appui :  $I=126427,3527\text{cm}^4$

**Tableau V.12 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.**

Niveaux	Position	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifié
RDC, 1 <sup>er</sup>	Travée	6,18	0,49	0,8	18	29,93	215,55	Oui
	Appui	-11,79	0,33	1,12		39,05		
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	Travée	10,08	0,79	1,1	18	43,42	215,55	Oui
	Appui	-14,96	1,18	1,53		53,31		
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	Travée	12,44	0,98	1,03	18	38,14	215,55	Oui
	Appui	-16,31	1,29	1,23		42,92		

**VI.2.7. VÉRIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT (BAEL91/Art.5.1.1) :**

Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : l'Effort tranchant maximum.

$b$  : Largeur de la section de la poutre.

$d$  : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3\text{MPa}$$

(Fissuration préjudiciable).

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

**Tableau V.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres porteuses.**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u^{\text{max}}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
Tous les étages	30×45	110,34	1,16	3	Oui

**Tableau VI.14 : Vérification de la contrainte de cisaillement des poutres secondaires.**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u^{\text{max}}$ (kN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Vérifié
Tous les étages	30×35	45,86	0,48	3	Oui

**V2.7.1 Calcul des armatures transversales :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ( $f_e=400\text{MPa}$ ).

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 [BAEL,99] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

- **Selon le RPA 99 version 2003 [RPA,03] :**

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,28\text{cm}.$$

On prend :  $\phi_t = 10\text{mm}$ .

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.15 : Calcul des armatures transversales.**

Poutres	$T_u(kN)$	$\tau_u(MPa)$	BAEL91	RPA99		$S_t^{adp}$ (cm)		$A_t^{max}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix
			$S_t(cm)$	$S_t(cm)ZN$	$S_t(cm)ZC$	ZN	ZC		
Porteur	110,34	1,16	36,45	11,25	22,5	12	20	2,03	5T10
Non porteur	45,86	0,48	28,35	8,75	17,5	7	10	1,57	5T10

**V.2.7.2. Recouvrement des Armatures Longitudinales :**

On a :  $L_r = 50\phi$  (zone III).

$L_r$  : Longueur de recouvrement.

On a :

- $\phi = 20\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 100\text{cm}$ .
- $\phi = 16\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 80\text{cm}$ .
- $\phi = 14\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 70\text{cm}$ .
- $\phi = 12\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 60\text{cm}$ .

**VI.2.8. Vérification de L'influence de l'Effort Tranchant au Voisinage des Appuis :**

**Appuis intermédiaires :**

**a) Vérification des armatures longitudinales [BAEL,99] :**

Les armatures longitudinales inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer l'effort tranchant.

Si :  $T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$  pas de force de traction dans les armatures longitudinales inférieures.

Si :  $T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$  les armatures longitudinales inférieures sont soumises à un effort de traction. Dans ce cas on doit vérifier que :  $A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left( T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d} \right)$

**Tableau V.16 : Vérification de la section d'armatures.**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$T_u$ (kN)	$M_{ua}$ (kNm)	$\frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)	$T_u - \frac{M_{ua}}{0,9d}$ (kN)
Tous les étages	30×45	110,34	78,35	276,36	<0

D'après les résultats du tableau, les armatures longitudinales inférieures ne sont soumises à aucun effort de traction.

**b) Vérification de la contrainte de compression de l'aire d'appui [BAEL,99] :**

La contrainte moyenne de compression sur l'aire d'appui doit vérifier la relation suivante :

$$\sigma_{bc}^m = \frac{T_u}{a.b} \leq \frac{1,3 f_{c28}}{\gamma^b}$$

Avec :  $a = \text{Min}(\hat{a} ; 0,9d)$ .

$\hat{a}$  : Largeur d'appui sans l'enrobage ( $\hat{a} = c - c' - 2cm$ )

$c'$  : L'enrobage ( $c' = 3cm$ ).  $c$  : Largeur du poteau en appui.  $b$  : Largeur de la poutre.

**Tableau V.17 : Vérification de la compression de l'aire d'appui.**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$\hat{a}$ (cm)	$a$ (cm)	$T_u^{\text{max}}$ (kN)	$\sigma_{bc}^m$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Tous les étages	30×45	35	35	110,34	1,05	26	Vérifiée

**Appuis de rives :**

**a). Vérification des armatures longitudinales (Davidovicki 1996)**

Il faut vérifier que :  $A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$

**b). Vérification de la contrainte de compression du béton (Davidovicki 1996):**

Il faut vérifier que :  $T_u \leq 0,267 b . a . f_{c28}$

Avec :

$b$  : Largeur de la poutre.

$a = \text{Min}(\hat{a} ; 0,9d)$ .

$\hat{a}$  : Longueur d'appui ( $\hat{a} = c - c' - 2cm$ ).

c: Largeur d'appui (poteau).

Les résultats des deux vérifications sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.18 : Vérification dans les appuis de rives.**

Vérifications		Section d'armature longitudinale				Contrainte de compression du béton		
Niveaux	Section n (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	$\frac{T_u \gamma_s}{f_e}$ (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	$A_s \geq \frac{T_u \gamma_s}{f_e}$	a (cm)	0,267.b.a.f <sub>c</sub> <sup>28</sup> (kN)	T <sub>u</sub> ≤ 0,267.b.a.f <sub>c</sub> <sup>28</sup>
Tous les étages	30×45	110,34	2,75	12,06	Vérifiée	35	871,05	Vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier : [DAV,96]

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{50}{460} = 0,084 > 0,0625$  vérifiée
- $\frac{A_s}{bd} < \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{12,06}{30 \times 40,5} = 0,0099 < 0,0105$  vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Leftrightarrow 0,056 > 0,096$  vérifiée

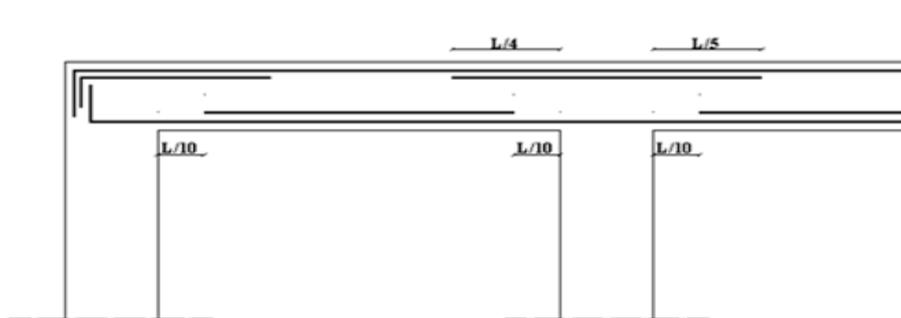
**V.2.9. Arrêt des Barres (BAEL 99) :**

-Armatures inférieures :  $h \leq \frac{L}{10}$

-Armatures supérieures :

$$h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} & \text{Appuis en travée de rive} \\ \frac{L^{\max}}{5} & \text{Appuis en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec :  $L = \text{Max}(L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$ .



**Figure VI.1 : Disposition arrêt des barres**

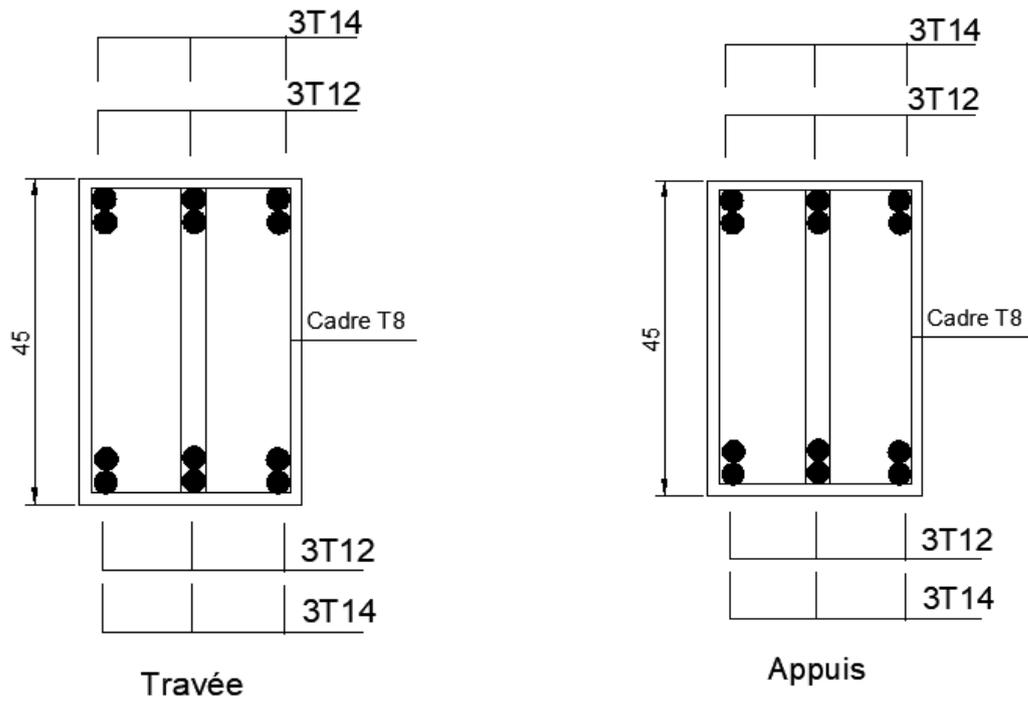


Figure VI.2 : Ferrailage des poutres porteuses

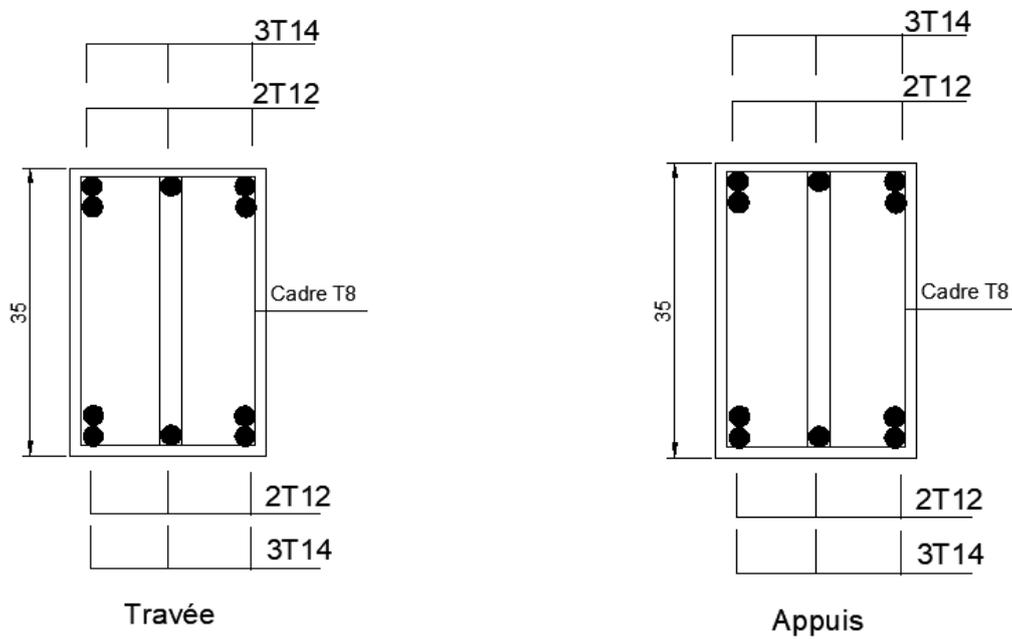


Figure VI.3 : Ferrailage des poutres non porteuses.

### V.3. Ferrailage des poteaux :

#### V.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée déviée ( $N$ ,  $M_2$ ,  $M_3$ ) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " $N$ " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " $M$ " dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale) (voir figure IV.4)

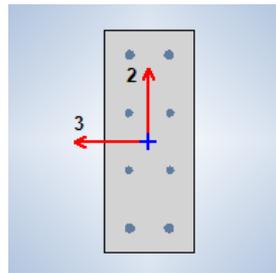


Figure IV.4. Les faces 2 et 3 de la section des poteaux.

Une section soumise à la flexion composée déviée peut être l'une des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue *SET*.
- Section entièrement comprimée *SEC*.
- Section partiellement comprimée *SPC*.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (*E.L.U*) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V.19 : Calcul des contraintes.

Situation	Béton			Acier		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (Mpa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

#### V.3.2. Combinaisons d'Actions :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes

*Selon BAEL 99 [BAEL,99] :*

a.1. **ELU** : Situation durable  $1,35G+1,5Q$  ;

a.2. **ELS** : Situation durable  $G+Q$ .

*Selon RPA 99 version 2003 [RPA,03]:*

Situation accidentelle  $G+Q+E$

$$0,8G \pm E$$

**VI.3.2.1. Recommandation Selon RPA99 VERSION 2003 :**

D'après le *RPA99 version 2003*, pour une zone sismique III, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

➤ Leur pourcentage est limité par :

- $0,9\% < \frac{A_s}{B} < 3\%$  Zone courante (Z.C)
- $0,9\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$  Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :  $A_s$  : La section d'acier ;  $B$  : Section du béton [ $cm^2$ ].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de  $50\phi$  en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'intérieur des zones nodales.

**VI.3.3. Présentation des Résultats :**

Les résultats des efforts et ferraillage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

➤ **1-Situation durable : 1,35G + 1,5Q (ELU)**

**Tableau V.20 : Ferrailrages des poteaux situation durable**

Poteaux	L'effort normal (KN)	Les moments fléchissants (KN.m)		As calculées par face (cm2)	As calculées par face (cm2)	$A_s^{min}$ ( $cm^2$ )
				(face 2)	(face 3)	
45×45	$N_{max} = -179,44$	$M_2^{cor} = -0,20$	$M_3^{cor} = -3,91$	0	0	18,23
	$N_{min} = -1272,92$	$M_2^{cor} = -7,93$	$M_3^{cor} = -1,03$	0	0	
	$N_{cor} = -1038,66$	$M_2^{max} = -24,66$	$M_3^{cor} = -2,97$	0	0	
	$N_{cor} = -419,76$	$M_2^{cor} = 9,55$	$M_3^{max} = -12,63$	0	0	
40×40	$N_{max} = -81,37$	$M_2^{cor} = -0,05$	$M_3^{cor} = -5,31$	0	0	14,4
	$N_{min} = -807,08$	$M_2^{cor} = -16,41$	$M_3^{cor} = -3,56$	0	0	
	$N_{cor} = -581,17$	$M_2^{max} = -21,92$	$M_3^{cor} = 6,22$	0	0	
	$N_{cor} = -220,78$	$M_2^{cor} = 12,44$	$M_3^{max} = -14,82$	0	0	
35×35	$N_{max} = 7,02$	$M_2^{cor} = 4,80$	$M_3^{cor} = -1,48$	0,28	0,28	11,02
	$N_{min} = -381,98$	$M_2^{cor} = 14,43$	$M_3^{cor} = -1,48$	0	0	
	$N_{cor} = -172,50$	$M_2^{max} = -21,64$	$M_3^{cor} = 4,68$	0	0	
	$N_{cor} = -125,75$	$M_2^{cor} = 9,01$	$M_3^{max} = -9,68$	0	0	

## ➤ 2-Situation accidentelle 1 : G + Q + E

Tableau V.21 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle

Poteaux	L'effort normal (KN)	Les moments fléchissants (KN.m)		As calculées	As calculées	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
				par face (cm <sup>2</sup> ) (face 2)	par face (cm <sup>2</sup> ) (face 3)	
45×45	$N_{max} = 959,39$	$M_2^{cor} = -6,09$	$M_3^{cor} = 48,38$	24	24	18,23
	$N_{min} = -1607,36$	$M_2^{cor} = 4,53$	$M_3^{cor} = -49,65$	0	0	
	$N_{cor} = -1038,66$	$M_2^{max} = -24,66$	$M_3^{cor} = -2,97$	0	0	
	$N_{cor} = 959,39$	$M_2^{cor} = 4,53$	$M_3^{max} = 48,38$	24	24	
40×40	$N_{max} = 379,59$	$M_2^{cor} = -9,29$	$M_3^{cor} = 21,77$	9,5	9,5	14,4
	$N_{min} = -677,62$	$M_2^{cor} = -15,41$	$M_3^{cor} = 16,95$	0	0	
	$N_{cor} = -265,43$	$M_2^{max} = -36,98$	$M_3^{cor} = 7,79$	1,4	1,4	
	$N_{cor} = -334,95$	$M_2^{cor} = -5,23$	$M_3^{max} = 39,16$	0	0	
35×35	$N_{max} = 148,97$	$M_2^{cor} = -7,70$	$M_3^{cor} = 14,35$	3,72	3,72	11,02
	$N_{min} = -292,16$	$M_2^{cor} = 3,27$	$M_3^{cor} = -18,97$	0	0	
	$N_{cor} = -68,93$	$M_2^{max} = -28,78$	$M_3^{cor} = 4,28$	0	0	
	$N_{cor} = -128,17$	$M_2^{cor} = -17,50$	$M_3^{max} = -26,57$	0,43	0,43	

## ➤ 3-Situation accidentelle 1 : 0,8G±E

Tableau V.22 : Ferrailages des poteaux en situation accidentelle

Poteaux	L'effort normal (KN)	Les moments fléchissants (KN.m)		As calculées	As calculées	$A_s^{\min}$ (cm <sup>2</sup> )
				par face (cm <sup>2</sup> ) (face 2)	par face (cm <sup>2</sup> ) (face 3)	
45×45	$N_{max} = 1155,94$	$M_2^{cor} = 1,90$	$M_3^{cor} = 21,20$	28,90	28,90	18,23
	$N_{min} = -1678,89$	$M_2^{cor} = -5,52$	$M_3^{cor} = -68,45$	0	0	
	$N_{cor} = -445,50$	$M_2^{max} = -29,95$	$M_3^{cor} = 5,25$	0	0	
	$N_{cor} = -1678,89$	$M_2^{cor} = -5,52$	$M_3^{max} = -68,45$	0	0	
40×40	$N_{max} = 481,54$	$M_2^{cor} = -3,64$	$M_3^{cor} = 3,42$	12,04	12,04	14,4
	$N_{min} = -736,29$	$M_2^{cor} = -13,46$	$M_3^{cor} = -23,96$	0	0	
	$N_{cor} = -241,86$	$M_2^{max} = -36,71$	$M_3^{cor} = 5,21$	0	0	
	$N_{cor} = -236,05$	$M_2^{cor} = -4,30$	$M_3^{max} = 41,84$	0	0	
35×35	$N_{max} = 174,11$	$M_2^{cor} = -3,14$	$M_3^{cor} = -1,11$	4,36	4,36	11,02
	$N_{min} = -252,13$	$M_2^{cor} = -15,96$	$M_3^{cor} = -3,26$	0	0	
	$N_{cor} = -65,35$	$M_2^{max} = -31,79$	$M_3^{cor} = 1,87$	0	0	
	$N_{cor} = -71,84$	$M_2^{cor} = -4,28$	$M_3^{max} = 37,88$	0	2,10	

### VI.3.4. Choix des Armatures :

Le choix des armatures des poteaux est présenté dans le tableau suivant :

**Tableau V.22 : Choix des armatures des poteaux**

Poteaux	L'effort normal (KN)	Les moments fléchissants (KN.m)		As calculées par face (cm <sup>2</sup> ) (face 2)	As calculées par face (cm <sup>2</sup> ) (face 3)	$A_s^{\max}$ (Z.C) (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{\max}$ (Z.R) (cm <sup>2</sup> )	Choix des armatures	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )
45×45	$N_{max} = 1155,94$	$M_2^{cor} = 1,90$	$M_3^{cor} = 21,20$	28,90	28,90	81	121,5	4T25+8T20	44,77
	$N_{min} = -1678,89$	$M_2^{cor} = -5,52$	$M_3^{cor} = -68,45$	0	0				
	$N_{cor} = -445,50$	$M_2^{max} = -29,95$	$M_3^{cor} = 5,25$	0	0				
	$N_{cor} = 959,39$	$M_2^{cor} = 4,53$	$M_3^{max} = 48,38$	24	24				
40×40	$N_{max} = 481,54$	$M_2^{cor} = -3,64$	$M_3^{cor} = 3,42$	12,04	12,04	64	96	4T20+4T16	20,61
	$N_{min} = -807,08$	$M_2^{cor} = -16,41$	$M_3^{cor} = -3,56$	0	0				
	$N_{cor} = -265,43$	$M_2^{max} = -36,98$	$M_3^{cor} = 7,79$	1,4	1,4				
	$N_{cor} = -236,05$	$M_2^{cor} = -4,30$	$M_3^{max} = 41,84$	0	0				
35×35	$N_{max} = 174,11$	$M_2^{cor} = -3,14$	$M_3^{cor} = -1,11$	4,36	4,36	49	73,5	4T16+4T14	14,20
	$N_{min} = -292,16$	$M_2^{cor} = 3,27$	$M_3^{cor} = -18,97$	0	0				
	$N_{cor} = -65,35$	$M_2^{max} = -31,79$	$M_3^{cor} = 1,87$	0	0				
	$N_{cor} = -71,84$	$M_2^{cor} = -4,28$	$M_3^{max} = 37,88$	0	2,10				

### VI.3.5. Vis à Vis de l'Etat Limite de Service :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous ( $M_{ser}$ ,  $N_{ser}$ ) (voir annexe I), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

**Béton :**  $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 18MPa$  (BAEL, 99)

**Acier :**

- Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.
- Fissuration Préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \text{Max}(0.5f_e, 110\sqrt{nf_{tj}})\right)$ . (MPa) (BAEL, 99).
- Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = 0.8\xi$  (MPa) (BAEL, 99).

Avec :

$\eta = 1,6$  pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc  $\sigma_s = 215,55 MPa$ .

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

a.  $N^{ser}_{max}$   $N^{ser}_{min}$  ;  $M^{ser}_{cor}$  :

Tableau V.23 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$N^{ser}_{min}$ (kNm)	$M^{ser}_{cor}$ (kN)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérificatio n
		$N^{ser}_{max}$ (kNm)						
RDC, 1 <sup>er</sup>	45x45	-944,54	-6,20	64,8	215,5	4,36	18	Vérifiée
		-159,73	-2,83	12,1	215,5	0,82	18	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40x40	-599,63	-13,36	61,4	215,5	4,24	18	Vérifiée
		-74,03	-4,08	9,8	215,5	0,11	18	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35x35	-291,97	4,38	36,2	215,5	2,49	18	Vérifiée
		-1,46	4,45	6,88	215,5	0,65	18	Vérifiée

b.  $M^{ser}_{max}$   $M^{ser}_{min}$  ;  $N^{ser}_{cor}$  :

Tableau V.24 : Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$M^{ser}_{min}$ (kNm)	$N^{ser}_{cor}$ (kN)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérificatio n
		$M^{ser}_{max}$ (kNm)						
RDC, 1 <sup>er</sup>	45x45	-19,28	-711,24	58,1	215,5	4	18	Vérifiée
		15,84	-725,99	56,9	215,5	3,89	18	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40x40	-18,04	-117,03	28,4	215,5	2,13	18	Vérifiée
		16,60	-429,85	50,4	215,5	3,54	18	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35x35	19,77	-129,75	42,6	215,5	3,33	18	Vérifiée
		20,96	-121,94	44,2	215,5	3,5	18	Vérifiée

**VI.3.6. Vérification de l'Effort Tranchant :**

**VI.3.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement [BAEL,99] :**

Il faut vérifier que :  $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

$T_u$  : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

$b$  : Largeur de la section du poteau.

$d$  : Hauteur utile de la section du poteau.

$\tau_u$  : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte  $\bar{\tau}_u$  doit être limitée aux valeurs suivantes :

✓ **Selon le BAEL 91 modifiée 99 [BAEL,99] :**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13 f_{c28}, 5 \text{MPa})$  .....Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,10 f_{c28}, 4 \text{MPa})$  .....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

✓ **Selon le RPA 99 version 2003 [RPA,03] :**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ .....si l'élanement  $\lambda \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ .....si l'élanement  $\lambda < 5$

Avec :

$\lambda$  : L'élanement du poteau

$i$  : Rayon de giration.

$I$  : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

$B$  : Section du poteau.

$L_f$  : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableau V.25 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	T <sub>u</sub> (kN)	τ <sub>u</sub> (MPa)	λ	ρ <sub>a</sub>	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC, 1 <sup>er</sup>	45x45	81,19	0,44	16,1	0,075	2,25	3	Vérifiée
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40x40	46,08	0,32	25,98	0,075	2,25	3	Vérifiée
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35x35	43,30	0,39	29,69	0,075	2,25	3	Vérifiée

### VI.3.6.2. Ferrailage transversal des poteaux :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

✓ **Selon BAEL91 modifié 99 [BAEL,91] :**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

$A_t$  : Section d'armatures transversales.  
 $b$  : Largeur de la section droite.  
 $h$  : Hauteur de la section droite.  
 $S_t$  : Espacement des armatures transversales.  
 $\varphi_t$  : Diamètre des armatures transversales.  
 $\varphi_l$  : Diamètre des armatures longitudinales.

✓ **Selon le RPA99 version 2003 [RPA,03] :**

$$\text{Avec : } A_t : \frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e} \quad \text{Section d'armatures transversales.}$$

$S_t$  : Espacement des armatures transversales.

$T_u$  : Effort tranchant à l'ELU.

$f_e$  : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

$h$  : Hauteur totale de la section brute.

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$\rho_a = 2,5$  ..... si  $\lambda_g \geq 5$

$\rho_a = 3,75$  ..... si  $\lambda_g < 5$

$\lambda_g$  : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$S_t \leq 10\text{cm}$ .....Zone nodale (zone III).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right)$ .....Zone courante (zone III).

$\phi_l$ : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale  $\frac{A_t}{S_t b}$  en (%) est donnée comme suite :

$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$

$\lambda_g$ :

L'élançement géométrique du poteau  $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a}\right)$

$a$  : Dimension de la section droite du poteau.

$L_f$ : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales  $f_e = 400\text{MPa}$  (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

**Tableau V.26 : Espacements maximales selon RPA99 version 2003.**

Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	Barres	$\phi_l$ (mm)	$S_t$ (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC, 1 <sup>er</sup>	45x45	4T25+8T16	25 ; 16	10	15
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40x40	4T20+8T16	20 ; 16	10	15
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35x35	4T20+4T16	20 ; 14	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

**Tableau V.27 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.**

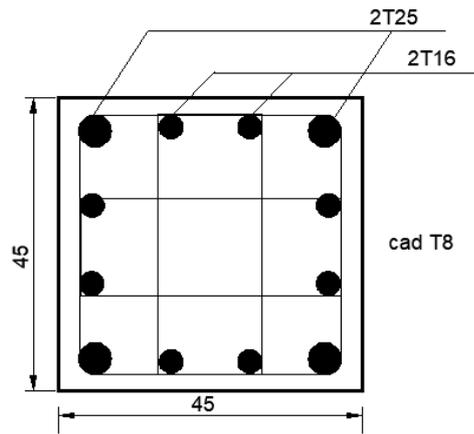
Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )	$L_f$ (m)	$\rho_a$	$T_u^{\max}$ (kN)	Zone	$S_t$ (cm)	$A_t^{\text{cal}}$ (cm <sup>2</sup> )	Choix	$A_s^{\text{adp}}$ (cm <sup>2</sup> )
RDC, 1 <sup>er</sup>	45x45	2,38	3,75	81,19	N	10	0,12	4T8	2,01
					C	15	0,18	4T8	2,01
2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	40x40	2,38	2,5	46,08	N	10	0,7	4T8	2,01
					C	15	1,05	4T8	2,01
4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	35x35	2,38	2,5	43,30	N	10	0,06	4T8	2,01
					C	10	0,06	4T8	2,01

**VI.3.6.3. Longueur de Recouvrement :**

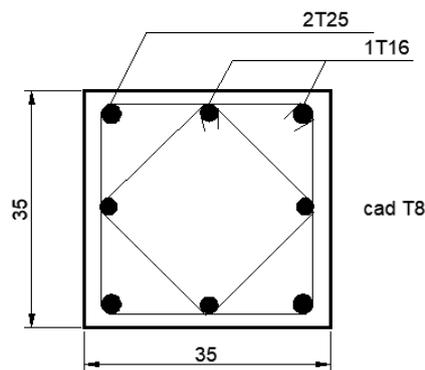
La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r = 50\phi_l$  en zone III, donc :

-T20..... $L_r = 100cm$ .

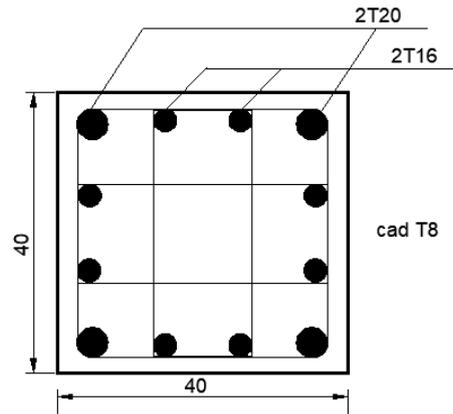
-T16..... $L_r = 80cm$ .



*Poteau RDC et 1<sup>er</sup> étages : (45\*45)*



*Poteau 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étages : (40\*40)*



*Poteau 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étages : (35\*35)*

*Figure VI.5 : Ferrailage des poteaux.*

## V.4. FERRAILLAGE DES VOILES

### VI.4.1. Généralités :

Les voiles et les murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan.

Ces éléments peuvent être :

- En maçonnerie non armée ou armée, auxquels on réservera le nom de murs ;
- En béton armé ou non armé, et appelés voiles.

On utilise aussi l'expression murs en béton banché pour désigner les voiles en béton non armé. Une banche est un outil de coffrage de grande surface.

Le rôle des voiles et murs est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitations apportées par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- D'assurer une isolation acoustique entre deux locaux, en particulier entre logements, chambres d'hôtels, et une protection incendie (coupe-feu)
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les calculs des voiles en béton armé et non armé sont effectués suivant les dispositions du (DTU 23.1)

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Un poteau « allongé » de longueur supérieure à quatre fois son épaisseur est considérée comme un voile (Henry 1999).

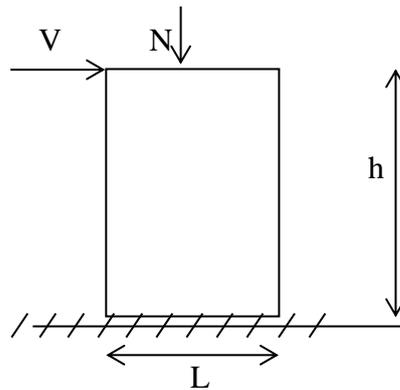
Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ;
- A leur jonction avec les planchers (chaînages) et

-A leurs extrémités.

#### V.4.2. Introduction au Ferrailage des Voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La *figure si après* montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.



*Figure VI.6 : modèle générale d'un voile.*

Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, plus un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile (de pourcentage  $\rho_{v0}$ ) et d'armatures verticales uniformément réparties (de pourcentage  $\rho_v$ )

D'armatures horizontales, parallèles aux faces du murs, elles sont aussi uniformément réparties et de pourcentage  $\rho_H$

Les armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

#### VI.4.2. Justifications Sous Sollicitations Normales (Davidovici 1996) :

##### VI.4.2.1. Conditions d'application :

-La longueur  $d$  du mur :  $d \geq 5a$

-L'épaisseur  $a$  du mur :

$a \geq 10\text{cm}$  pour les murs intérieurs.

$a \geq 12\text{cm}$  pour les murs extérieurs comportant une protection.

$a \geq 15\text{cm}$  pour les murs extérieurs dont la résistance à la pénétration de l'eau peut être affectée par la fissuration du béton.

-L'élancement mécanique  $\lambda$  :  $\lambda \leq 80$

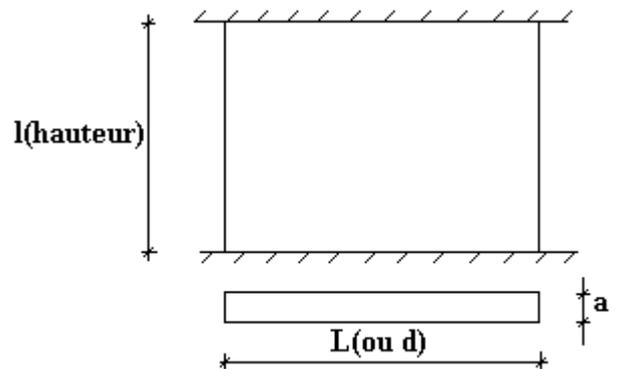
-Le raidisseur d'extrémité  $h$  :  $h \geq 3a$

##### VI.4.2.2. Longueur de flambement : (murs non raidis latéralement)

Soit :

$l$  : la hauteur libre du mur;

$l_f$  : la longueur libre de flambement d'un mur non raidi.



Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement  $l_f$  est déduit de la hauteur libre du mur  $l$ , en fonction de ses liaisons avec le plancher. Les valeurs du rapport  $\left(\frac{l_f}{l}\right)$  sont données par le tableau suivant :

**Tableau V.28 : Valeurs de  $(l_f / l)$ .**

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encasté en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,80	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,90
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

L'élancement mécanique  $\lambda$  se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

**VI.4.3. Effort de compression en ELU (Henry 1999):**

Soient :  $l_f$ : longueur de flambement calculée en (b)

$a$ : épaisseur du voile

$d$ : longueur du voile

$f_{c28}$ : résistance caractéristique du béton à 28 jours

$f_e$ : limite élastique de l'acier

$\gamma_b = 1,5$  (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_b = 1,15$ )

$\gamma_s = 1,15$  (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles  $\gamma_s = 1$ )

**Nota :**

Les valeurs de  $\alpha$  données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

**Tableau V.29 : Calcul de  $\sigma_{u\lim}$ .**

	<i>Notation</i>	<i>Unités</i>	<i>Voile armée verticalement</i>	<i>Voile non armé verticalement</i>
<i>Elancement</i>	$\lambda$		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
<i>Section réduite</i>	$B_r$	$m^2$	$d(a-0,02)$	
<i>Pour <math>\lambda \leq 50</math></i>	$\alpha$	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{30} \right)^2}$
<i>Pour <math>50 \leq \lambda \leq 80</math></i>			$0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2$	
<i>Effort limite ELU</i>	$N_{u\lim}$	$kN$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$
<i>Contraintes limites</i>	$\sigma$	$kPa$	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$

**Remarque :**

La contrainte limite vaut  $\sigma_{u\lim} = \frac{N_{u\lim}}{ad}$  que nous appellerons  $\sigma_{bna}$  ou  $\sigma_{ba}$  suivant que le béton est non armé ou armé.

**VI.4.4. Niveaux de vérification : (Henry 1999)**

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

Niveau **I-I** à mi- hauteur d'étage :  $\sigma_u \leq \sigma_{u\lim}$

Niveau **II-II** sous le plancher haut :  $\sigma_u \leq \frac{\sigma_{u\lim}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

❖ **Aciers minimaux : (Henry 1999)**

Si  $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$  on n'a pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : ( $\sigma_u^c$  est la contrainte de compression ultime calculée).

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre  $a$ .

**1. Aciers verticaux, aciers horizontaux :**

**Tableau V.30 : Aciers verticaux et horizontaux.**

	<b>Aciers verticaux</b>	<b>Aciers horizontaux</b>
<b>Espacement maximal entre axes</b>	$S_t \leq \min(0,33m ; 2a)$	$S_t \leq 0,33m$
<b>Acier minimal</b>	$A_{sv} \geq \rho_v d a$	
<b>Pourcentage minimal</b>	$\rho_v = \text{Max} \left[ 0,001 ; 0,0015 \frac{400\theta}{f_e} \left( \frac{3\sigma_u}{\sigma_{u \text{ lim}}} - 1 \right) \right]$ Par moitié sur chaque face Avec : $\theta = 1,4$ pour un voile de rive $\theta = 1$ pour un voile intermédiaire	$\rho_H = \frac{A_H}{100a} \geq \text{Max} \left[ \frac{2\rho_{v \text{ Max}}}{3} ; 0,001 \right]$ $\rho_{v \text{ Max}} =$ le pourcentage vertical de la bande la plus armée

La section d'armatures correspondant au pourcentage  $\rho_v$  doit être répartie par moitié sur chacune des faces de la bande du mur considéré.

La section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur doit être répartie par moitié sur chacune des faces d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément du mur limité par des ouvertures.

**2. Aciers transversaux :** (perpendiculaire aux parements) (Henry 1999 ; Davidovicki 1996)

Seuls les aciers verticaux (de diamètre  $\varnothing_l$ ) pris en compte dans le calcul de  $N_{ulim}$  sont à maintenir par des armatures transversales (de diamètre  $\varnothing_t$ )

**Tableau V.31 : Aciers transversaux.**

	<b>Nombres d'armatures transversales</b>	<b>Diamètre <math>\varphi_t</math></b>
$\varphi_l \leq 12\text{mm}$	4 épingles par $\text{m}^2$ de voile	6mm

$12 \text{ mm} < \varphi_l \leq 20 \text{ mm}$	Reprendre toutes les barres verticales	6mm
$20 \text{ mm} < \varphi_l$	Espacement $< 15\varphi_l$	8mm

### ❖ Cisaillement :

Aucune vérification à l'effort tranchant ultime n'est exigée en compression si le cisaillement est inférieur à  $0,05f_{c28}$  (il faudra donc vérifier que  $S_{12} \leq 0,05f_{c28}$ ).

## VI.4.5. Procédure de Ferrailage des Trumeaux :

### VI.4.5.1. Introduction :

Pour le ferrailage des trumeaux, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et horizontaux conformément aux règlements *B.A.E.L 91/99* et le *RPA 99/2003*.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure mais aussi, l'obtention directe des efforts et des contraintes (dans les voiles) en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenu, l'adoption d'un bon ferrailage (ou ferrailage adéquat).

### VI.4.5.2. Méthode simplifiée pour les voiles rectangulaires (Henry 1999) :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes (Henry 1999).

Le *DTU 23.1 NF* (ou le *DTR B-C 2.42*) admet de faire les calculs de contraintes en supposant un diagramme linéaire.

#### Nota :

Les contraintes normales de flexion du voile (dans son plan) peuvent être directement lues à partir du fichier résultat du logiciel *ETABS (V20.1)* (il s'agit des contraintes  $S_{22}$ )

L'interface graphique permet de visualiser la distribution des contraintes dans tous les voiles de la structure.

Dans notre cas les contraintes de calcul correspondront à la combinaison de charge qui favorise l'apparition des contraintes de traction importantes (ici G+Q+E).

Le calcul se fait en flexion composée avec effort tranchant.

$$\begin{cases} \sigma_T = \frac{N}{A} \pm \frac{M l_t}{I} & (\text{traction}) \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M l_c}{I} & (\text{compression}) \end{cases} \quad A = l \cdot a \quad ; \quad I = \frac{a l^3}{12}$$

$N$ : effort normal

$M$ : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme).

**1<sup>er</sup> cas :** Section Entièrement Comprimée [HEN,99]:

Le *DTU 23.1, art 4.224* permet de découper la zone comprimée en bande dont la largeur.

$L_i$  est tel que :

$$L_i \leq \text{Min} \left( \frac{h_e}{2}, \frac{2}{3} L_c \right) \quad [\text{RPA},03]$$

$h_e$  : Hauteur d'étage.

$L_c$  : Longueur de la zone comprimée.

$\sigma_i$  : Contrainte moyenne de la zone  $i$ .

Si la contrainte moyenne d'une bande ne dépasse pas la contrainte de béton non armé  $\sigma_{bna}$  on ne disposera pas d'aciers de compression.

Si la contrainte moyenne de la bande la plus sollicitée dépasse la contrainte de béton armé  $\sigma_{ba}$ , on devra augmenter les dimensions du voile.

**2<sup>ème</sup> cas : Section Partiellement Tendue (Henry 1999) :**

Pour le découpage et la vérification des contraintes de la zone comprimée voir **1<sup>er</sup> cas**.

Pour la zone tendue, on pourra la diviser en bandes de même section d'aciers par unité de longueur, celle-ci correspondant à la contrainte maximale de traction du béton de la bande (on pourra prendre la contrainte moyenne de la bande pour un voile rectangulaire).

Ainsi les contraintes moyennes de traction valent  $\sigma_4$  et  $\sigma_5$  et entraînent une section d'acier :

$$i = 4 \text{ ou } 5$$

$$\Delta_S = b.L_i \quad \text{où } b : \text{épaisseur du voile} \quad : \text{est réparti sur } S$$

**Exemple :**

Pour une section rectangulaire d'épaisseur  $b$ , et si

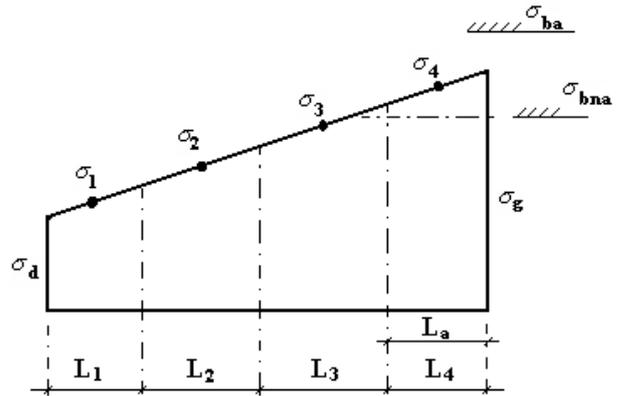
$l_t < h_e$  on peut prendre

$$L_4 = L_5 = \frac{L_t}{2} \quad ; \quad i = 4 \text{ ou } 5$$

$$\Delta_S = b.L_i$$

$$\sigma_4 = 0,25 \sigma_g \quad ; \quad \sigma_5 = 0,75 \sigma_g$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} A_4 = \sigma_g \frac{\gamma_s b L_t}{f_e 8} \\ A_5 = 3A_4 \end{cases}$$



Section rectangulaire entièrement comprimée

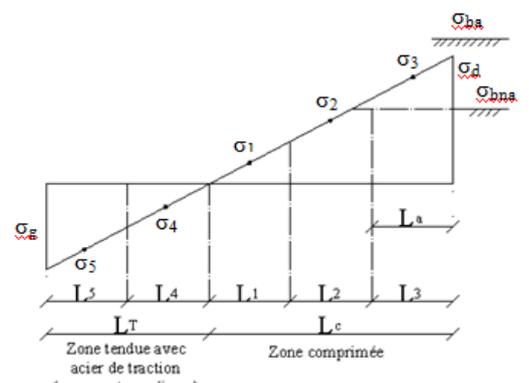


Figure VI.7 : Voile partiellement tendue. Découpage en bande.

❖ **Aciers horizontaux :**

$$A_{h1} = \frac{2}{3} A_v$$

( $A_v = A_s$  précédemment défini)

$$A_{h2} = \frac{\bar{\tau}_u b_0 S_t}{0,8(0,8f_e)} = \frac{1,4 \tau_u a S_t}{0,8f_e} 1,25 \quad (\text{Davidovici 1996}) \quad A_h \geq \text{Max} (A_{h1}, A_{h2})$$

$\tau_u = S_{12}$  Est donnée par le fichier output de l'*ETABS*.  $b_0 = a$  (épaisseur du trumeau).

$S_t$  : Espacement maximal trouvé pour  $A_v$ .

❖ **Aciers supplémentaires et dispositions constructives :**

- **Aciers de peau :** pour limiter les effets hygrothermiques

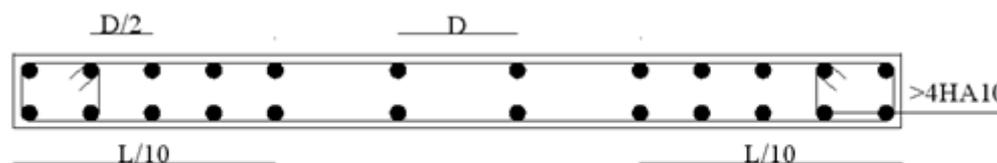
*Tableau V.32 : Aciers supplémentaires.*

Aciers de peau	Unité	Aciers verticaux	Aciers horizontaux
Section minimale	Cm <sup>2</sup>	$0,6 \frac{400}{f_e}$	$1,2 \frac{400}{f_e}$
Espacement maximal	m	0,5	0,33

#### VI.4.6. Préconisation du règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) :

##### a. Aciers verticaux :

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%.
- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de la moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.



Disposition des armatures verticales dans les voiles

##### b. Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ . Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

##### c. Règles communes :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
  - Globalement dans la section du voile 0,15%
  - En zone courante 0,10%

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :  $S \leq \begin{cases} 1,5a \\ 30cm \end{cases}$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser  $1/10$  de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
  - $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
  - $20\phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

#### ❖ Vérification de la contrainte de compression des voiles :

La vérification de la contrainte maximale enregistrée dans les voiles sous différentes combinaisons de charge qui favorisent l'apparition de contrainte de compression importante (tel que  $1,35G + 1,5Q$ ). Ces contraintes doivent être comparées à  $\sigma_{ba}$  et à  $\sigma_{bna}$

### VI.4.7. Ferrailage des voiles de la superstructure :

#### ❖ Voile Vy1 et Vy2 :

On a:  $L = 5,35m$ ;  $e = 0,2 m$ .  $L_t = 3,00m$

D'après le fichier output d'*ETABS*, on a :

Niveau	S11= $\sigma_1$ [MPa]	S22= $\sigma_2$ [MPa]	S12= $\tau_1$ (MPa)	Sollicitation
RDC ; 1 <sup>er</sup>	0,74	3,72	0,57	SET
2 <sup>eme</sup> ; 3 <sup>eme</sup>	0,34	1,99	0,87	SET
4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup>	0,33	0,95	0,72	SET

#### - Aciers verticaux :

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.33 : Les Aciers verticaux (Vy1 et Vy2).**

Niveau	Bande (m)	$S_i = a.l$ ( $m^2$ )	Position / $\sigma_1(m)$	$\sigma_i$ (MPa)	$F_t$ (KN)	$A_s$ ( $cm^2$ )	$\tau_u$ (MPa)	$A_{vj}$ ( $cm^2$ )	$A_y^{cal}$ ( $cm^2$ )	choix	$A_v^{adp}$ ( $cm^2$ )
RDC ; 1 <sup>er</sup>	0,42	0,08	5,31	6,58	526,4	13,16	0,57	0,35	14,16	2×7T12	15,83
	0,42	0,08	5,22	6,47	517,6	12,94	0,57	0,35	13,93	2×7T12	15,83
	0,42	0,08	5,14	6,37	509,6	12,74	0,57	0,35	13,72	2×7T12	15,83
2 <sup>eme</sup> ; 3 <sup>eme</sup>	0,42	0,08	5,31	3,52	281,6	7,04	0,87	0,54	7,58	2×5T10	7,85
	0,42	0,08	5,22	3,46	276,8	6,92	0,87	0,54	7,46	2×5T10	7,85

	0,42	0,08	5,14	3,40	272,0	6,80	0,87	0,54	7,34	2×5T10	7,85
4 <sup>eme</sup> ;5 <sup>eme</sup>	0,42	0,08	5,31	1,68	134,4	3,36	0,72	0,44	3,80	2×3T10	4,71
	0,42	0,08	5,22	1,65	132,0	3,30	0,72	0,44	3,74	2×3T10	4,71
	0,42	0,08	5,14	1,63	130,4	3,26	0,72	0,44	3,70	2×3T10	4,71

**Tableau V.34 :** les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vy1 et Vy2).

Niveau	Choix des barres		St (cm)	St max	Obs
RDC ; 1 <sup>er</sup>	1	2×7T12	15	30	Vérifiée
	2	2×7T12	15	30	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> ;3 <sup>eme</sup>	1	2×5T10	15	30	Vérifiée
	2	2×5T10	15	30	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> ;5 <sup>eme</sup>	1	2×3T10	15	30	Vérifiée
	2	2×3T10	15	30	Vérifiée

- **Aciers horizontaux :**

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.35 :** Les Aciers horizontaux (Vy1 et Vy2).

Niveau	A <sub>H1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>H2</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>H3</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>H</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
RDC ; 1 <sup>er</sup>	0,18	8,77	2,4	2×4T12	9,05	15
2 <sup>eme</sup> ;3 <sup>eme</sup>	0,28	4,69	2,4	2×3T10	4,71	15
4 <sup>eme</sup> ;5 <sup>eme</sup>	0,24	2,24	2,4	2×3T10	4,71	15

❖ **Voile Vy3 et Vy4 :**

On a : L = 4,15m ; e = 0,2 m. L<sub>t</sub>=2,5m

D'après le fichier output d'**ETABS**, on a :

Niveau	S11=σ1 [MPa]	S22=σ2[MPa]	S12=τ1(MPa)	Sollicitation
RDC ; 1 <sup>er</sup>	0,70	3,49	0,3	SET
2 <sup>eme</sup> ;3 <sup>eme</sup>	0,38	2,1	1,1	SET
4 <sup>eme</sup> ;5 <sup>eme</sup>	0,39	1,25	1,24	SET

- **Aciers verticaux :**

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.36:** Les Aciers verticaux (Vy3 et Vy4).

Niveau	Bande (m)	S <sub>i</sub> =a.l (m <sup>2</sup> )	Position / σ <sub>1</sub> (m)	σ <sub>i</sub> (MPa)	F <sub>t</sub> (KN)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	τ <sub>u</sub> (MPa)	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>y</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
RDC ; 1 <sup>er</sup>	0,63	0,13	3,84	5,36	696,8	17,42	0,3	1,46	18,88	2×7T14	21,55

	0,63	0,13	3,21	4,48	582,4	14,56	0,3	1,46	16,02	2×6T14	18,47
2 <sup>eme</sup> ; 3 <sup>eme</sup>	0,63	0,13	3,84	3,22	418,6	10,47	1,1	5,38	15,85	2×8T12	18,10
	0,63	0,13	3,21	2,69	349,7	8,47	1,1	5,38	13,85	2×7T12	15,83
4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>em</sup>	0,63	0,13	3,84	1,92	249,6	6,24	1,24	6,06	12,30	2×6T12	13,57
	0,63	0,13	3,21	1,60	208,0	5,20	1,24	6,06	11,26	2×5T10	11,31

**Tableau V.37** : les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vy3 et Vy4).

Niveau	Choix des barres		St (cm)	St max	Obs
RDC ; 1 <sup>er</sup>	1	2×7T14	15	30	Vérifiée
	2	2×6T14	15	30	Vérifiée
2 <sup>eme</sup> ; 3 <sup>eme</sup>	1	2×8T12	15	30	Vérifiée
	2	2×7T12	15	30	Vérifiée
4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup>	1	2×6T12	15	30	Vérifiée
	2	2×5T10	15	30	Vérifiée

- **Aciers horizontaux :**

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.38** : Les Aciers horizontaux (V3 et Vy4).

Niveau	A <sub>H1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>H2</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>H3</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>H</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
RDC ; 1 <sup>er</sup>	0,98	11,61	3,9	2×4T14	12,31	15
2 <sup>eme</sup> ; 3 <sup>eme</sup>	3,60	6,98	3,9	2×3T12	6,76	15
4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup>	4,06	4,16	3,9	2×2T12	4,52	15

❖ **Voile Vy5 et Vy6 :**

On a : L = 4,15m ; e = 0,2 m. L<sub>t</sub>=L=4,15m (voile entièrement tendu)

D'après le fichier output d'**ETABS**, on a :

Niveau	S11=σ1 [MPa]	S22=σ2[MPa]	S12=τ1(MPa)	Sollicitation
RDC ; 1 <sup>er</sup>	0,55	2,77	0,04	SET
2 <sup>eme</sup> ; 3 <sup>eme</sup>	0,48	2,84	0,10	SET
4 <sup>eme</sup> ; 5 <sup>eme</sup>	1,58	3,44	0,24	SET

- **Aciers verticaux :**

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.39** : Les Aciers verticaux (Vy5 et Vy6).

Niveau	Bande (m)	S <sub>i</sub> =a.l (m <sup>2</sup> )	Position / σ <sub>1</sub> (m)	σ <sub>i</sub> (MPa)	F <sub>t</sub> (KN)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	τ <sub>u</sub> (MPa)	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>y</sub> <sup>cal</sup> (cm <sup>2</sup> )	choix	A <sub>v</sub> <sup>adp</sup> (cm <sup>2</sup> )
--------	-----------	---------------------------------------	-------------------------------	----------------------	---------------------	-----------------------------------	----------------------	------------------------------------	--	-------	--

<b>RDC ; 1<sup>er</sup></b>	0,32	0,06	3,99	2,66	159,6	3,99	0,04	0,18	4,17	2×3T10	4,71
	0,32	0,06	3,67	2,44	146,4	3,66	0,04	0,18	3,84	2×3T10	4,71
	0,32	0,06	3,35	2,23	133,8	3,35	0,04	0,18	3,53	2×3T10	4,71
	0,32	0,06	3,03	2,02	121,2	3,03	0,04	0,18	3,21	2×3T10	4,71
<b>2<sup>eme</sup> ;3<sup>eme</sup></b>	0,32	0,06	3,99	2,73	163,8	4,10	0,10	0,40	4,50	2×3T10	4,71
	0,32	0,06	3,67	2,51	150,6	3,77	0,10	0,40	4,17	2×3T10	4,71
	0,32	0,06	3,35	2,29	137,4	3,44	0,10	0,40	3,84	2×3T10	4,71
	0,32	0,06	3,03	2,07	124,2	3,11	0,10	0,40	3,51	2×3T10	4,71
<b>4<sup>eme</sup> ;5<sup>eme</sup></b>	0,32	0,06	3,99	3,30	198,0	4,95	0,24	1,11	5,49	2×3T12	6,76
	0,32	0,06	3,67	3,04	182,4	4,56	0,24	1,11	5,06	2×3T12	6,76
	0,32	0,06	3,35	2,77	166,2	4,15	0,24	1,11	4,60	2×3T12	6,76
	0,32	0,06	3,03	2,51	150,6	3,76	0,24	1,11	4,17	2×3T12	6,76

**Tableau V.40** : les sections d'armatures adoptées et les espacements (Vy5 et Vy6).

Niveau	Choix des barres		St (cm)	St max	Obs
RDC ; 1er	1	2×3T10	15	30	Vérifiée
	2	2×3T10	15	30	Vérifiée
2eme ;3eme	1	2×3T10	15	30	Vérifiée
	2	2×3T10	15	30	Vérifiée
4eme ;5eme	1	2×3T12	15	30	Vérifiée
	2	2×3T12	15	30	Vérifiée

- **Aciers horizontaux :**

Les résultats du calcul sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau V.41** : Les Aciers horizontaux (Vy5 et Vy6).

Niveau	A <sub>H1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>H2</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>H3</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>H<sup>adp</sup></sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
RDC ; 1 <sup>er</sup>	0,03	10,01	3,09	2×4T14	12,31	15
2 <sup>eme</sup> ;3 <sup>eme</sup>	0,42	9,52	3,09	2×4T14	12,31	15
4 <sup>eme</sup> ;5 <sup>eme</sup>	0,72	11,51	3,09	2×4T14	12,31	15

❖ **Exemple de calcul :**

Voile Vy2 et Vy4 :

Ce voile pour rez de chaussée et le premier étage (RDC et 1<sup>er</sup>) on a les données suivantes :

- L = 4,15m ; a = 0,2 m ; L<sub>t</sub> = 2,5m ; h<sub>e</sub> = 3,00- 0,45 = 2,55m

-D'après le fichier output ETABS **V20.1.0** on a les contraintes suivantes :

- $\sigma_1 = S_{11} = 0,70 \text{ MPa}$ .
- $\sigma_2 = S_{22} = 3,49 \text{ MPa}$ .
- $\tau_1 = S_{12} = 0,3 \text{ MPa}$

Calcul du ferrailage :

▪ **Aciers verticaux :**

On pourra décomposer la zone tendue en bande dont la longueur  $l^i$  est telle que :  $l^i \leq \frac{h_e}{2}$

Soit :  $l^i = \frac{h_e}{2} = 1,28 \text{ m}$  , donc notre voile est décomposé à deux (02) bandes de 0,63m.

- $S_i = a \cdot l_i$  avec : - a : l'épaisseur du voile.  
-  $l_i$  : la longueur de la bande.

Donc :  $S_i = 0,2 \times 0,63 = 0,13 \text{ m}^2$ .

- Détermination de différentes positions :

- 1<sup>er</sup> position :  $l_1 = L - (l/2) = 4,15 - (0,63/2) = 3,84 \text{ m}$ .
- 2<sup>ème</sup> position :  $l_2 = l_1 - l = 3,84 - 0,63 = 3,21 \text{ m}$ .

- Contrainte moyenne par bande  $\sigma_j$ .

On a :  $\sigma_i = l_i \frac{\sigma_2}{L_t}$  avec : -  $\sigma_j$  : la contrainte moyenne.

-  $l_i$  : la position.

-  $\sigma_2$  : la contrainte tirée du **ETABS** (soit S22).

-  $L_t$  : la longueur tendue.

Donc :

-  $\sigma_1 = 3,84 \times \frac{3,49}{2,5} = 5,36 \text{ MPa}$ .

-  $\sigma_2 = 3,12 \times \frac{3,49}{2,5} = 4,48 \text{ MPa}$ .

- Force de traction  $F_t$  :

On a :  $F_t = \sigma_i S_i$  avec : -  $S_i$  : la section du voile.

-  $\sigma_i$  : la contrainte moyenne.

Donc : -  $F_{t1} = 5,36 \times 0,13 \times 10^3 = 696,8 \text{ KN}$ .

-  $F_{t2} = 4,48 \times 0,13 \times 10^3 = 582,4 \text{ KN}$ .

Section d'acier :

On a :  $A_s = \frac{F_t}{\sigma_s}$

Avec : -  $F_t$  : la force de traction

$$- \sigma_s : \text{contrainte d'acier} : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

Donc :

$$- A_{s1} = \frac{696,8}{400} = 17,42 \text{ cm}^2.$$

$$- A_{s2} = \frac{582,4}{400} = 14,56 \text{ cm}^2.$$

➤ Armatures de joint de bétonnage (aciers de couture) [RPA,03] :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} ; \quad \bar{V} = 1,4 V_u^{cal} ; \quad \bar{V} = S_{12} \cdot a \cdot l$$

Donc :

$$A_{vj} = 1,11 \frac{0,3 (200)(130)}{400} 1,4 = 1,46 \text{ cm}^2$$

La section précédente doit s'ajouter aux aciers verticaux calculés plus hauts, puis un choix final sera effectué.

#### ▪ Aciers horizontaux :

➤ Calcul de AH<sub>1</sub> :

$$A_{h1} = \frac{\bar{\tau}_u \cdot a \cdot S_t}{(0,8 f_e) 0,8}$$

$$\bar{\tau}_u = 1,4 \tau_u = 1,4 S_{12} \quad S_{t \min} = 300 \text{ mm}$$

$$A_{h1} = \frac{1,4 (0,3) (200) (300)}{(0,8) (400) (0,8)} = 0,98 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul de AH<sub>2</sub> :

$$A_{h2} = \frac{2}{3} A_v ; \quad A_v = \{ \text{section d'acier vertical de la bande la plus armée} \}$$

$$A_{h2} = \frac{2}{3} (17,42) = 11,61 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul de AH<sub>3</sub> :

$$A_{h3} = (0,15\%) \cdot a \cdot l = 0,15\% \times 0,2 \times 0,13 = 3,9 \text{ cm}^2 \quad [\text{DAV,95}]$$

D'où :  $A_h = \text{Max}(A_{h1}, A_{h2}, A_{h3}) = 11,61 \text{ cm}^2 \Rightarrow (2 \times 4T14) \Rightarrow \mathbf{12,31 \text{ cm}^2}$

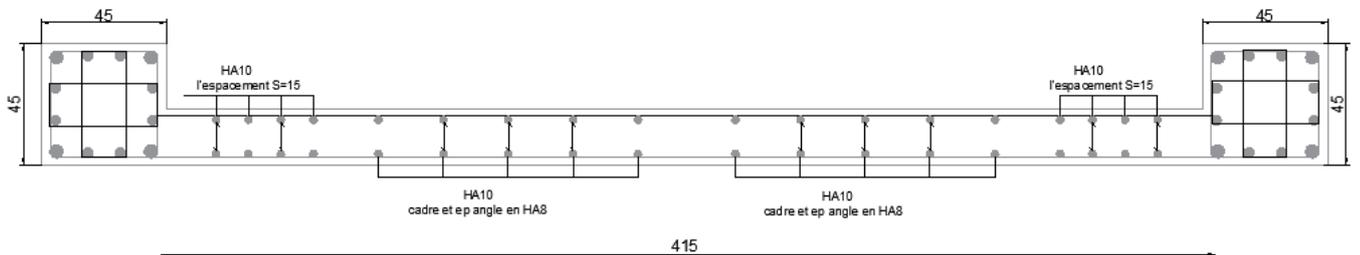
*Figure VI.8 : Ferrailage des voiles  $V_{y5}$  ;  $V_{y6}$*

*Figure VI.9 : Ferrailage des voiles  $V_{y3}$  ;  $V_{y4}$*

**VI.4.8. Ferrailage des linteaux :**

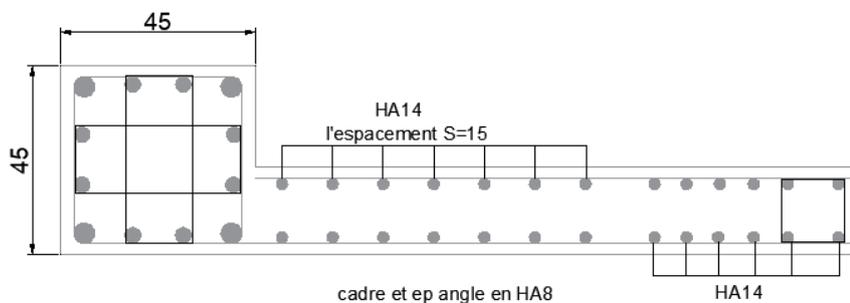
Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi encastrés dans les trumeaux. Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un moment  $M$  et un effort tranchant  $V$ .

La méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans **le RPA99 version 2003**



- Les contraintes de cisaillement (dans les linteaux (et effort tranchant  $V$ . Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple.) dans le béton sont limités par **le RPA99 version 2003** à :

- $\tau_b \leq 0,2 f_{c2}$
- $\tau_b = \frac{1,4 V_u^{ca}}{b_0 d}$
- Ou  $\tau_b = 1,4 \tau_u^{cal}$



$$\overline{\tau_b} = \frac{\overline{V}}{b_0 d}$$

bien :

$1,4 \tau_u^{cal}$  ( $\tau_u^{cal} = S_{12}$  du fichier résultats du **ETABS**)

Avec :

$b_0$  : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile = 0,9h.

h : Hauteur totale de la section brute.

➤ **Premier Cas :**  $\tau_b \leq 0,06 f_{c28}$

- Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts  $M$  et  $V$ )
- On devra disposer :
  - Des aciers longitudinaux de flexion ( $A_l$ )
  - Des aciers transversaux ( $A_t$ )
  - Des aciers en partie courante, également appelés aciers de peau ( $A_c$ )

**a. Aciers Longitudinaux :**

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z f_e} \quad \text{Avec : } Z = h - 2d'$$

Où :

h : Est la hauteur totale du linteau.

d' : Est la distance d'enrobage.

M : Moment dû à l'effort tranchant ( $\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$ ).

**b. Aciers Transversaux :**

Deux cas se présentent :

$\alpha$ . Premier sous cas : Linteaux Longs ( $\lambda_g = \frac{l}{h} > 1$ )

On a :  $S \leq \frac{A_t f_e Z}{\bar{V}}$

Où : S : Représente l'espacement des cours d'armatures transversales.

$A_t$  : Représente la section d'une cour d'armatures transversales.

$$Z = h - 2 d'$$

V : Représente l'effort tranchant dans la section considérée ( $\bar{V} = 1,4 V_u^{cal}$ )

l : Représente la portée du linteau.

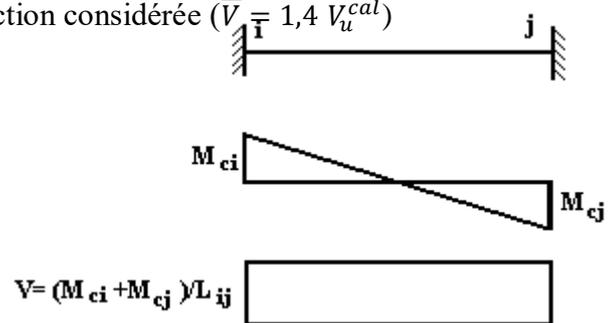
$\beta$  - Deuxième Sous Cas : Linteaux Courts ( $\lambda_g \leq 1$ )

On doit avoir :  $S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$

Avec :  $V = \text{Min}(V_1, V_2)$

$$V_2 = 2 V_u^{cal}$$

$$V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$



Avec :  $M_{ci}$  et  $M_{cj}$  moments "résistants ultimes" des sections d'about à droite et à gauche du linteau de portée  $l_{ij}$  (voir figure suivante) et calculés par :  $M_c = A_l f_e Z$

Où :  $Z = h - 2 d'$

➤ **Deuxième Cas**  $\tau_b > 0,06 f_{c28}$

Dans ce cas il y a lieu de disposer les ferraillements longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armature de peau) suivant les minimums

réglementaires. Les efforts ( $M$ ,  $V$ ) sont repris suivant des bielles diagonales (compression et traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales  $A_D$  à disposer obligatoirement.

Le calcul de  $A_D$  se fait suivant la formule :  $A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$

Avec :  $tg \alpha = \frac{h-2d}{l}$  (voir fig.7.12 RPA)

Et :  $V = V_u^{cal}$  (sans majoration) ( $\tau_u = \frac{V_u^{cal}}{e h} = S_{12}$ )

### 1- Ferrailage Minimal

b : Epaisseur du linteau

h : Hauteur totale du linteau

S : Espacement des armatures transversales

#### a. Armatures Longitudinales $A_l$ et $A'_l$ :

$$(A_l, A'_l) \geq 0,0015 b h \quad (0,15\%)$$

Avec ;

$A_l$  lit inférieur et  $A'_l$  lit supérieur)

#### b. Armatures Transversales $A_t$ :

- si  $\tau_b \leq 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0015 b S$
  - si  $\tau_b > 0,025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0,0025 b S$
- $S_t \leq \frac{h}{4}$  (Espacement des cadres)

### 2- Armatures de Peau (ou en section courante) $A_c$ :

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau  $A_c$  (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égale à 0,2%.

C'est à dire :  $A_c \geq 0,002bh$  (en deux nappes)

#### Armatures Diagonales $A_D$ :

- si  $\tau_b \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D = 0$
- si  $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow A_D \geq 0,0015 b h$

### ❖ Linteau L1 :

a) *Porte Fenêtre* :(tous étages) : On a : h = 0,6m ; l=1,2m ; e = 0,2 m.

**Tableau V.42** : les sections d'armatures adoptées L1.

Linteau	Niveau	$\tau_u$ (MPa)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	La (longueur d'ancrage) ;(cm)
L1	RDC, 1 <sup>er</sup>	4,49	$A_l=A'_l=1,8$ $A_c=2,4$	$A_l=A'_l=2T12$ $A_c=2T14$	100

			$A_t=1,5$ $A_D=19,46$	$A_t=4T8$ $A_D=2 \times 7T14$	
	2 <sup>ème</sup> , 3 <sup>ème</sup>	3,74	$A_l=A_l'=1,8$ $A_c=2,4$ $A_t=1,5$ $A_D=16,21$	$A_l=A_l'=2T12$ $A_c=2T14$ $A_t=4T8$ $A_D=2 \times 8T12$	100
	4 <sup>ème</sup> , 5 <sup>ème</sup>	2,15	$A_l=A_l'=1,8$ $A_c=4,24$ $A_t=1,5$ $A_D=9,32$	$A_l=A_l'=2T12$ $A_c=2T14$ $A_t=4T8$ $A_D=2 \times 5T12$	100

❖ **Trumeaux T1 :**

b) *Porte Fenêtre* :(tous étages) : On a :  $h = 3\text{m}$  ;  $l=1,275\text{m}$  ;  $e = 0,2\text{ m}$ .

**Tableau V.43** : les sections d'armatures adoptées de T1.

Trumeau	Niveau	$\tau_u$ (MPa)	$A_s^{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_s^{adp}$ (cm <sup>2</sup> )	La(longueur d'ancrage) ;(cm)
T1	RDC	3,10	$A_l=A_l'=9$ $A_c=12$ $A_t=1,5$ $A_D=25,32$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 7T16$	100
	2 <sup>ème</sup>	2,64	$A_l=A_l'=9$ $A_c=12$ $A_t=1,5$ $A_D=21,57$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 6T16$	100
	3 <sup>ème</sup> -5 <sup>ème</sup>	1,71	$A_l=A_l'=9$ $A_c=12$ $A_t=1,5$ $A_D=13,97$	$A_l=A_l'=3T16$ $A_c=2 \times 5T14$ $A_t=5T8$ $A_D=2 \times 5T14$	100

❖ **Exemple de calcul**Linteau Porte fenêtre :

Soit le linteau suivant :

$$h = 0,6\text{m} ; l = 1,2\text{m} ; b = 0,20\text{m}.$$

$$S_{12} = \tau_u^{cal} = 4,49\text{MPa} \text{ (Tirer du fichier output de ETABS)}$$

Les calculs :

- $\tau_b = 6,28\text{MPa}$
- $\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 6\text{MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_b < \tau_b$
- $0,06 f_{c28} = \tau'_b = 1,8\text{MPa}$   
 $\tau_b > 0,06 f_{c28} \Rightarrow$  On est dans le cas N°2

Dans ce cas il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et en zone courante suivant les minimums réglementaires suivants :

- $A_l = A'_l \geq 0,0015(20)(60) = 1,8 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } A_l = A'_l = 2\text{T}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

- $A_c \geq (0,002)(20)(60) = 2,4 \text{ cm}^2$

$$\text{Soit : } A_c = 2\text{T}14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

- $0,025 f_{c28} = 0,75\text{MPa} \Rightarrow \tau_b > 0,025 f_{c28}$

$$\text{Donc : } A_t \geq 0,0025 b S = (0,0025) \cdot (20) \cdot (30) = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = 4\text{T}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

- $A_D = \frac{(\tau_u b h)}{2 f_e \sin \alpha}$

$$\text{Avec : } \operatorname{tg} \alpha = \frac{h - 2d'}{l} = \frac{120 - 2(2,5)}{120} = 0,95 \Rightarrow \alpha = 43,78^\circ$$

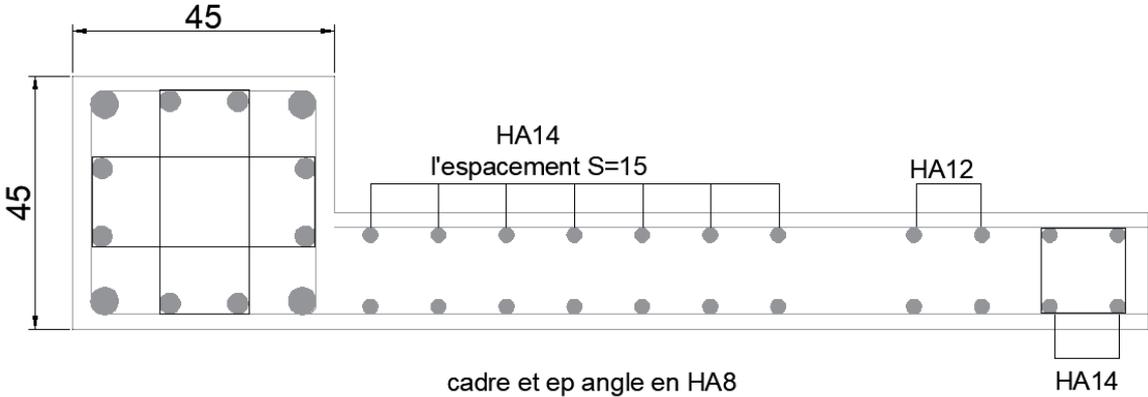
$$A_D = \frac{(4,49) (20) (60)}{(2) (400) \sin (34,78)} = 11,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_D = 2 \times 4\text{T}12 = 12,3 \text{ cm}^2$$

- $A_D \geq 0,015 b h = 1,8 \text{ cm}^2$  ..... vérifié.

- Longueur d'ancrage :  $L_a \geq \frac{h}{4} + 50\varphi = \frac{60}{4} + 50 \times 1,20 = 75 \Rightarrow L_a = 100 \text{ cm}$

Figure VI.10 : Ferrailage des voiles (Linteau).



# **Chapitre VI :**

## ***Etude des fondations***

## VI.1. INTRODUCTION :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types de fondation :

- Fondation superficielle.
- Semelle isolée.
- Semelle filante sous mur.
- Semelle filante sous poteaux.
- Semelle filante croisées.
- Radier général.
- Fondation profonde (semelle sur pieux).

## VI.2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION :

Afin de satisfaire la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage ; la charge que comporte l'ouvrage – la portance du sol – l'ancrage et les différentes données du rapport du sol.

L'étude géotechnique du site d'implantation de notre ouvrage, a donné une contrainte admissible égale à 2 bars. (*Selon le rapport de sol*).

On commence le choix de fondation par les semelles isolées – filantes et radier, chaque étape fera l'objet de vérification.

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (*C.D.G*) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :  $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

**Avec :**

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

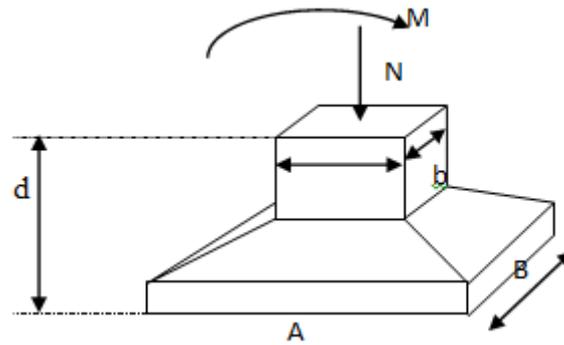
$N$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

$S$  : Surface de la fondation.

### VI.2.1. Semelle isolée :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport de  $A$  sur  $B$  est égal au rapport  $a$  sur  $b$  :  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$

Pour les poteaux carrés :  $a=b$  donc  $A=B \Rightarrow S=A^2$



**Figure VI.1** : semelle isolée sous poteaux

$A$  est déterminé par :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$  d'où  $S = \left[ \frac{N}{\sigma_{sol}} \right]$

Avec :

$\sigma_{sol}$  : Contrainte du sol.

$N_{ser}$  : Effort normal appliqué sur la fondation.

$S$  : Surface de la fondation.

$N=N_1$  (revenant de la structure) calculé par la combinaison [G+Q].

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semll}} \leq \sigma_{sol}$$

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 945,397 \text{ KN}$$

$$\text{D'où } S \geq \frac{945,397}{200} \Rightarrow S = 4,73 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S} \Rightarrow A = \sqrt{4,73} = 2,17 \text{ m} \Rightarrow B = 2,5 \text{ m}$$

- Vérification de la mécanique des sols (vérification de l'interférence entre deux semelles) :

Il faut vérifier que :  $L_{min} \geq 1,5 \times B$

Tel que  $L_{min}$  est l'entre axe minimum entre deux poteaux

On a :  $L_{min} = 2,95 \text{ m} < 1,5 \times 2,5 = 3,75 \text{ m}$  .....non vérifie.

Les résultats des sections des semelles isolées sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1 :** Sections des semelles isolées

<i>Poteaux</i>	<i>N(kN)</i>	<i>S(m<sup>2</sup>)</i>	<i>A(m)</i>	<i>A<sup>choisie</sup>(m)</i>
A-1	480,16	2,40	1,55	1,55
A-2	456,14	2,28	1,51	1,55
A-3	411,81	2,05	1,43	1,50
B-1	543,45	2,71	1,65	1,65
B-2	883,26	4,42	2,10	2,50
B-3	945,40	4,72	2,17	2,50
C-1	493,55	2,47	1,60	1,60
C-2	580,07	2,90	1,70	1,70
C-3	872,08	4,36	2,08	2,50
D-1	523,23	2,61	1,62	1,65
D-2	579,89	2,90	1,70	1,70
D-3	838,59	4,19	2,05	2,50
E-1	809,63	4,05	2,01	2,10
E-2	891,75	4,46	2,11	2,20
E-3	650,23	3,25	1,80	1,80
F-1	373,99	1,90	1,38	1,50
F-2	441,39	2,21	1,49	1,50
F-3	500,02	2,5	1,58	1,60

**Conclusion :**

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

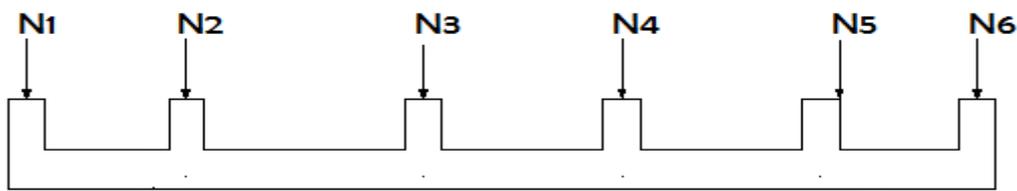
### VI.2.2. Semelles filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les uns des autres, de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

Nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment ( $S_s / S_b < 50\%$ )



**Figure VI.2 :** Semelles filantes.

On doit vérifier que :  $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

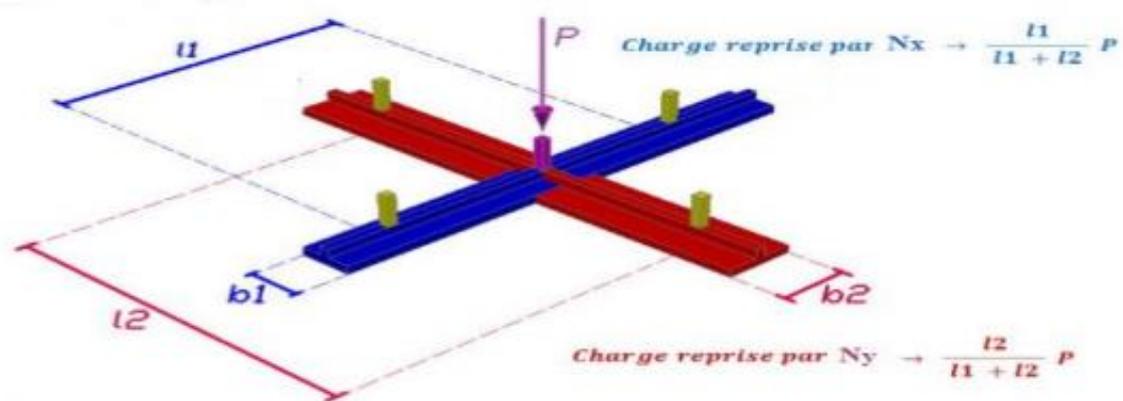
Tel que :

$N = \sum N_i$  de chaque file de poteaux.

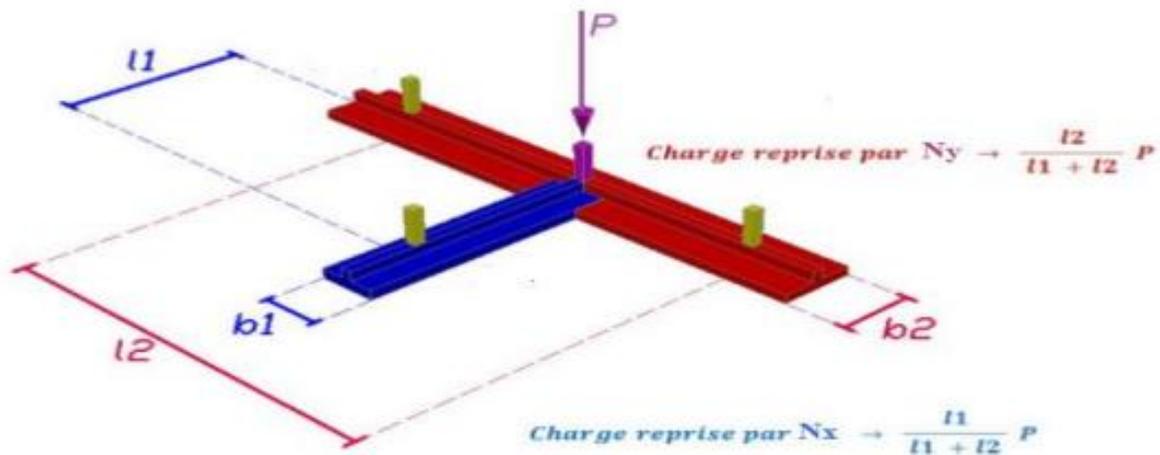
$$S = B \times L \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

$B$ : Largeur de la semelle.

$L$ : Longueur de la file considérée.



**Figure.VI.3 :** répartition des charges pour les poteaux centraux



**Figure.VI.4 :** répartition des charges pour les poteaux de rives

### VI.2.3. Calcul de la répartition des efforts normaux dans sens x-x y-y a ELS

Exemple :

Le poteau le plus sollicité  $P = 883,264\text{kN}$

$l1 = 7,5\text{ m}$  ;  $l2 = 9,5\text{m}$

$$N(B-3) x = \frac{7,5}{7,5+9,5} \times 883,264 = 0,44 \times 883,264 = 389,675\text{KN}$$

$$N(B-3) y = \frac{9,5}{9,5+7,5} \times 883,264 = 0,56 \times 883,264 = 493,589\text{KN}$$

#### ❖ Les poteaux centraux :

**Tableau VI.2 :** répartition pour les poteaux centraux ELS.

	Centrale			
	Sens x-x %	Sens y-y %	Nx	Ny
$N_{B-3}$	0,44	0,56	389,68	493,59
$N_{C-3}$	0,44	0,56	164,76	208,70
$N_{D-3}$	0,44	0,56	167,54	212,22
$N_{E-3}$	0,44	0,56	393,42	498,33

## ❖ Les poteaux des rives :

Tableau VI.3 : la répartition pour les poteaux rives ELS

	Rive			
	Sens x-x %	Sens y-y %	Nx	Ny
N <sub>A-1</sub>	0,40	0,60	164,75	247,086
N <sub>A-2</sub>	0,30	0,72	64,97	155,92
N <sub>A-3</sub>	0,40	0,60	356,7	535,05
N <sub>B-1</sub>	0,58	0,42	548,33	397,06
N <sub>B-3</sub>	0,58	0,42	191,23	138,48
N <sub>C-1</sub>	0,55	0,45	479,64	392,44
N <sub>C-3</sub>	0,55	0,45	174,62	142,87
N <sub>D-1</sub>	0,55	0,45	461,22	377,36
N <sub>D-3</sub>	0,55	0,45	184,08	150,61
N <sub>E-1</sub>	0,58	0,42	231,43	167,59
N <sub>E-3</sub>	0,58	0,42	469,59	340,05
N <sub>F-1</sub>	0,40	0,60	175,19	181,23
N <sub>F-2</sub>	0,30	0,72	62,83	150,80
N <sub>F-3</sub>	0,40	0,60	216,91	157,08

## ❖ Les charges qui reviennent pour chaque fille ELS :

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

## ▪ Sens x-x :

Tableau VI.4 : Sections des semelles filantes.

<i>Files</i>	<i>N(KN)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>B<sup>choisie</sup>(m)</i>	<i>S (m<sup>2</sup>)</i>
<b>A-A</b>	3919,7965	9,5	2,06	2,10	19,95
<b>B-B</b>	2158,3684	9,5	1,14	1,20	11,40
<b>C-C</b>	2259,9584	9,5	1,19	1,20	11,40
<b>D-D</b>	2562,6854	9,5	1,35	1,35	12,83
<b>E-E</b>	2100,4087	9,5	1,11	1,15	10,93
<b>F-F</b>	1933,1497	9,5	1,02	1,10	10,45

Surface totale des semelles = 76,96 m<sup>2</sup> : (Ss).

$$Ss = 19,95 + 10,93 + (11,40 \times 2) + 12,83 + 10,45 = 76,96 \text{ m}^2.$$

Surface total du bâtiment = 170,525 m<sup>2</sup> (Sb).

Il faut vérifier que :  $\frac{S(\text{semelles filants})}{S(\text{surface total})} \leq 50\%$

$$\frac{76,49}{170,525} = 45,13 \% < 50\% \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

- Sens y-y :

**Tableau VI.5 : Sections des semelles filantes.**

<i>Files</i>	<i>N(KN)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>Bchoisie(m)</i>	<i>S (m<sup>2</sup>)</i>
<b>1</b>	2618,6405	17,95	0,73	1,00	17,95
<b>2</b>	2954,2746	17,95	0,82	1,00	17,95
<b>3</b>	2618,6405	17,95	0,73	1,00	17,95

Surface totale des semelles = 53,85 m<sup>2</sup> : (Ss).

Surface total du bâtiment = 170,525 m<sup>2</sup> (Sb).

$$\frac{53,85}{170,525} = 31,58 \% < 50\% \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

❖ **Remarque :**

La surface totale de la semelle ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment pour les deux cas d'étude ; pour cela on a opté pour des semelles filantes comme type de fondation pour ancrer ces deux ouvrages.

**VI.2.4. Pré dimensionnement de la semelle filant**

❖ **La hauteur « ht »**

La hauteur de la semelle est :  $ht > d + 0,05$

Pour satisfaire la condition de l'inclinaison de 45° de la bielle moyenne, la hauteur utile vaut :

$$ht = \frac{B-b}{4} + 5 \text{ cm} = \frac{100-45}{4} + 5 = 18,75 \text{ cm} = 25 \text{ cm}$$

Avec :

b = 0,45 m pour les poteaux.

On adopte : ht = 0,50m

**Tableau VI.6 : Choix de la hauteur ht**

B(m)	ht(cm)
1,00	25
1,10	25
1,15	25
1,20	25
1,35	30
2,10	50

❖ **Dimensionnement de la poutre de libage :**

- Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{5,35}{15} = 0,35 \text{ m} \leq h \leq \frac{5,35}{10} = 0,53 \text{ m}$$

Donc :  $h = 0,50 \text{ m}$

❖ **Condition de rigidité des semelles :**

Les semelles filantes ou continues sous poteaux sont soumises à des contraintes linéaires réparties, pour cela elles doivent être suffisamment rigides pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, on doit alors vérifier la condition suivante vis-à-vis de la longueur élastique :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

On calcule d'abord la longueur élastique de la semelle :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

Avec :

**E** : module d'élasticité du béton (**11496,76 MPa**)

**K** : coefficient de raideur de sol.

On pourra adopter pour K les valeurs suivantes :

- **K = 5 MPa**  $\Rightarrow$  pour un très mauvais sol.
- **K = 40 MPa**  $\Rightarrow$  pour un sol de densité moyenne.
- **K = 120 MPa**  $\Rightarrow$  pour un très bon sol

Pour notre cas « **K = 40 MPa** » (sol de densité moyenne)

**b** : largeur de semelle en contact avec le sol .

**I** : moment d'inertie de la semelle  $\Rightarrow I = \frac{bh^3}{12}$

**L<sub>max</sub>** : distance maximale entre deux poteaux : 5,35 m

❖ **Calcul de la hauteur des nervures  $h_N$  :**

$$h_N \geq$$

$$I = \frac{bht^3}{12} \Rightarrow ht \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times b \times L_{max}^4}{\pi^4 \times E \times b_N}}$$

**Tableau VI.7 :** Choix de hauteur de nervure  $h_N$ 

Sens	$b_{sf}$ (m)	$h_t$ (m)	$b_n$ (m)	$h_n$ Choix (m)
Y-Y	1,00	25	0,45	1,50
X-X	1,10	25	0,45	1,50
X-X	1,15	25	0,45	1,55
X-X	1,20	25	0,45	1,55
X-X	1,35	30	0,45	1,65
X-X	2,10	30	0,45	1,90

**VI.2.5 Vérification de la Stabilité de la semelle :**• **Vérification au renversement :**

Selon [1] (Art.10.1.5), quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{Nr} \leq \frac{B}{4} \text{ avec : } Mr = V_0h + M_0$$

**Tableau VI.8 :** Vérification de la stabilité au renversement.

Sens	Nr	Mr	$\frac{Mr}{Nr}$	$\frac{B}{4}$	Remarque
X-X	33834,02	3450,32	0,10	0,53	Vérifiée
Y-Y	11236,67	3210,58	0,28	0,30	Vérifiée

**VI.2.6. Vérifications contraintes à ELS :**▪ **Vérification des Contraintes**

On doit vérifier que :  $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$$\frac{3919,7965}{19,95} = 196,48 \left( \frac{KN}{m^2} \right) \leq 200 \left( \frac{KN}{m^2} \right) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Tableau VI.9** : Vérification de la contrainte à ELS sens X

<i>Files</i>	<i>N(KN)</i>	<i>S (m2)</i>	$\sigma$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\overline{\sigma}_{sol}$	<i>Résultat</i>
<b>A-A</b>	3919,7965	19,95	196,48	200	Vérifiée
<b>B-B</b>	2158,3684	11,40	189,33	200	Vérifiée
<b>C-C</b>	2259,9584	11,40	198,23	200	Vérifiée
<b>D-D</b>	2562,6854	12,83	199,70	200	Vérifiée
<b>E-E</b>	2100,4087	10,93	192,16	200	Vérifiée
<b>F-F</b>	1933,1497	10,45	133,77	200	Vérifiée

**Tableau VI.10** : Vérification de la contrainte à ELS sens Y

<i>Files</i>	<i>N(KN)</i>	<i>S (m2)</i>	$\sigma$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\overline{\sigma}_{sol}$	<b>Résultat</b>
<b>1</b>	2618,6405	17,95	145,88	200	Vérifiée
<b>2</b>	2954,2746	17,95	164,58	200	Vérifiée
<b>3</b>	2618,6405	17,95	145,88	200	Vérifiée

**VII2.7. Vérifications contraintes à ELU :**

Les mêmes étapes pour les résultats à l'ELU

**Tableau VI.11** : Sections des semelles filantes a ELU sens X

<i>Files</i>	<i>N(KN)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>B<sup>choisie</sup>(m)</i>	<i>S (m<sup>2</sup>)</i>
<b>A-A</b>	5388,86	9,5	2,83	2,85	27,07
<b>B-B</b>	2966,77	9,5	1,56	1,60	15,20
<b>C-C</b>	3100,64	9,5	1,63	1,65	15,67
<b>D-D</b>	3053,01	9,5	1,60	1,65	15,67
<b>E-E</b>	2886,87	9,5	1,51	1,60	15,20
<b>F-F</b>	2642,55	9,5	1,39	1,60	15,20

**Tableau VI.12** : Sections des semelles filantes sens Y

<i>Files</i>	<i>N(KN)</i>	<i>L(m)</i>	<i>B(m)</i>	<i>B<sup>choisie</sup>(m)</i>	<i>S (m<sup>2</sup>)</i>
<b>1</b>	3592,88	17,95	1,00	1,05	18,85
<b>2</b>	4050,91	17,95	1,13	1,15	20,64
<b>3</b>	3592,88	17,95	1,00	1,05	18,85

**Tableau VI.13** : vérification de la contrainte à ELU sens X

<i>Files</i>	<i>N(KN)</i>	<i>S (m2)</i>	$\sigma$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\overline{\sigma}_{sol}$	<i>Résultat</i>
<b>A-A</b>	5388,86	27,07	199,09	200	Vérifiée
<b>B-B</b>	2966,77	15,20	195,18	200	Vérifiée
<b>C-C</b>	3100,64	15,67	197,87	200	Vérifiée
<b>D-D</b>	3053,01	15,20	194,76	200	Vérifiée
<b>E-E</b>	2886,87	15,20	189,92	200	Vérifiée
<b>F-F</b>	2642,55	15,20	173,85	200	Vérifiée

**Tableau VI. 14** : Vérification de la contrainte à ELS sens Y

<i>Files</i>	<i>N(KN)</i>	<i>S (m2)</i>	$\sigma$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\overline{\sigma}_{sol}$	<b>Résultat</b>
<b>1</b>	3592,88	17,95	190,62	200	Vérifiée
<b>2</b>	4050,91	20,64	196,26	200	Vérifiée
<b>3</b>	3592,88	17,95	190,62	200	Vérifiée

**VII.2.8. Calcul le ferrailage de la semelle :**

❖ Exemple de calcul « A »

On applique la méthode des bielles :

$f_{c28}=30\text{MPa}$  ;  $f_{t28}=2,4\text{MPa}$  ;  $\sigma_{bc}=18\text{MPa}$  ;  $f_e=400\text{MPa}$  ;  $\sigma_s=435\text{MPa}$  ;  $b = 45\text{cm}$  ;  $h=50\text{cm}$

$d=0,9h = 45\text{cm}$

À l'état limite ultime :

$$N_u = 5388,86$$

$$P_u = \frac{N_u}{L_{sf}} = \frac{5388,86}{9,5} = 567,25$$

$$A_s = \frac{P_u(B-b)}{8d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$$

$$A_s = \frac{567,25 \times (2,85 - 0,45)}{8 \times 0,45 \times 348 \times 10^3} = 0,001 \text{ cm}^2$$

**Choix 4T12  $\Rightarrow A_s = 4,52\text{cm}^2$  avec  $e=25\text{cm}$**

$$A_S^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,79 \text{ cm}^2$$

**Tableau VI.15** : Ferrailage des semelles sens X

Files	N <sub>Elu</sub> (KN)	Pu (KN/m)	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	As (cm <sup>2</sup> )	St	Ar (cm <sup>2</sup> )	
<b>A-A</b>	5388,86	567,25	2,79	4T12	4,52	20	3,14	25
<b>B-B</b>	2966,77	312,29	2,79	4T12	4,52	20	3,14	25
<b>C-C</b>	3100,64	326,38	2,79	4T12	4,52	20	3,14	25
<b>D-D</b>	3053,01	321,36	2,79	4T12	4,52	20	3,14	25
<b>E-E</b>	2886,87	303,88	2,79	4T12	4,52	20	3,14	25
<b>F-F</b>	2642,55	278,16	2,79	4T12	4,52	20	3,14	25

**Tableau VI.16** : Ferrailage des semelles sens X

Files	N <sub>Elu</sub> (KN)	Pu (KN/m)	As <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Choix	As (cm <sup>2</sup> )	St	Ar (cm <sup>2</sup> )	
<b>1</b>	3592,88	200,16	2,79	4T12	4,52	20	3,14	25
<b>2</b>	4050,91	225,97	2,79	4T12	4,52	20	3,14	25
<b>3</b>	3592,88	200,16	2,79	4T12	4,52	20	3,14	25

❖ **Armatures de répartition :**

$$Ar \geq \frac{A_{s \times B}}{4} = 1,91 \text{ cm}^2$$

**Choix 4T10  $\Rightarrow$  As = 3,14 cm<sup>2</sup>**

**VI.2.9. Calcul le Ferrailage de la nervure :**

**Tableau VI.17** : Calcul des charges Sens X

Files	N <sub>Elu</sub> (KN)	q <sub>u</sub> (KN/m)
<b>A-A</b>	5388,86	330,33
<b>B-B</b>	2966,77	219,80
<b>C-C</b>	3100,64	234,54
<b>D-D</b>	3053,01	220,30
<b>E-E</b>	2886,87	209,22
<b>F-F</b>	2642,55	160,40

**Tableau VI.18** : Calcul des charges Sens Y

Files	$N_{ELU}$ (KN)	$qu$ (KN/m)
1	3592,88	362.46
2	4050,91	282.25
3	3592,88	362.46

Comme les charges revenant sont presque égales alors on prend la poutre la plus sollicitée:

- **Ferrailage longitudinal**

$$qu = 330,33 \text{ kN/m}$$

$$M_0 = ql^2/8$$

$$\text{En travée } M_t = 0,85 M_0$$

$$\text{Sur appui } M_a = 0,5 M_0$$

Pour la grande travée ( $L = 3,75\text{m}$ , nervure  $65 \times 130$ )

$$M_0 = 580,65\text{N.m}; M_t = 493,56\text{kN.m}; M_a = 290,32\text{kN.m}; b = 45\text{cm}; d = 171 \text{ cm}$$

**Tableau VI.19** Calcul des moments à l'ELU

	$M_u(\text{kNm})$	$\mu$	$\alpha$	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	493,56	0,012	0,015	169,97	8,35	6T16	12,06	20
Appuis	290,32	0,007	0,008	170,45	4,89	4T16	8,04	20

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

**Tableau VI.20** : Vérification des contraintes à l'ELS

	$M_{ser}$ (kNm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	220,02	12,06	1,4	18	19,4	215,55	OK
Appuis	129,43	10,05	0,9	18	12,4	215,55	OK

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$\Rightarrow T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{330,33 \times 3,75}{2} = 619,37 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{299,91 \times 10^3}{500 \times 1080} = 0,80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

❖ **Armatures transversales :**

**BAEL 91 modifié 99 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj}K}{0,8f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ cm} \end{array} \right.$$

« **RPA 99 version 2003** » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1\right) = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} = 60 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

**Avec :**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35} ; \phi_t ; \frac{b}{10}\right) = 2,5 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \tau_u = 0,80 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; b = 45 \text{ cm} ; d = 171 \text{ cm}$$

On trouve :

$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots$  Zone nodale.

$S_t = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots$  Zone courante.

$A_t \geq 2,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Zone nodale.

$A_t \geq 4,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  Zone nodale.

On prend : **4T12 = 4,52 cm<sup>2</sup>**

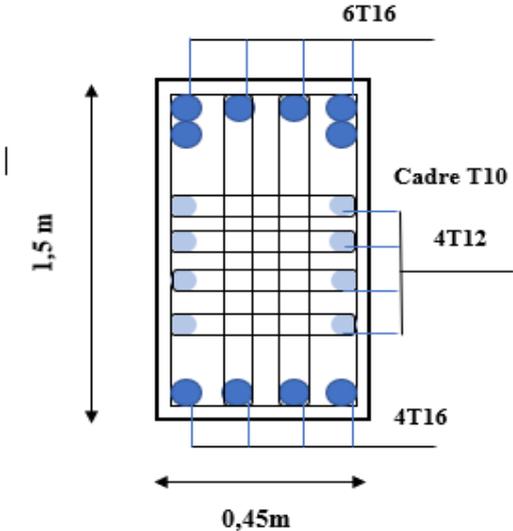


Figure.VI.5: Ferrailage en travée

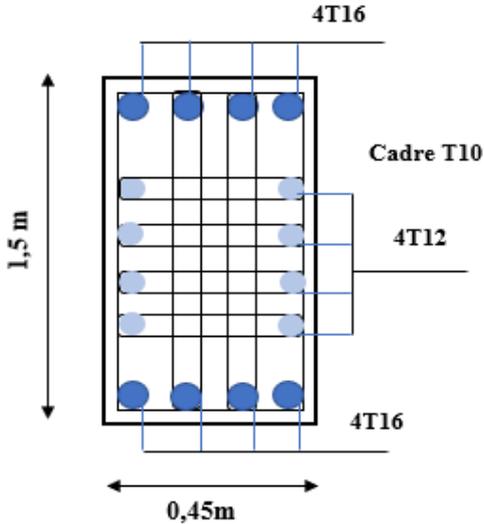


Figure.VI.6: Ferrailage sur appuis

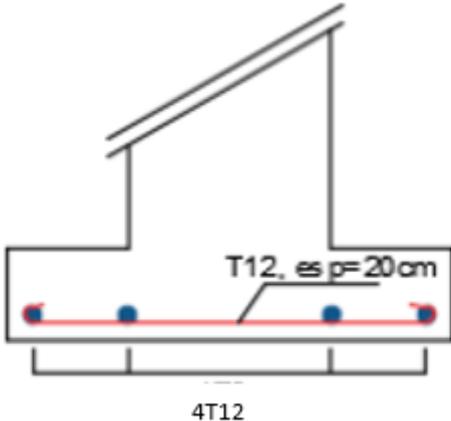


Figure.VI.7 : Schéma de Ferrailage de semelle

# *Partie 2*

## **CHAPITRE I :**

# **PATHOLOGIE ET TECHNIQUES DE RENFORCEMENT DES STRUCTURES EN BETON ARME**

## 1.1.INTRODUCTION

Pendant leur durée d'existence, les bâtiments sont soumis à différentes actions qui peuvent endommager leurs éléments structuraux. Parmi celles-ci, l'action sismique jugée comme étant la plus dominante vu ses graves effets au niveau des éléments résistants de la structure.

Suite à un séisme, les structures enregistrent des dommages à différentes échelles. A cet effet, le diagnostic de ces dommages à travers la définition des principales pathologies s'avère primordial et indispensable afin d'évaluer leur état. Ce qui permettra, par la suite la mise en place des solutions adéquates, c'est-à-dire le bon choix de stratégie de réhabilitation des bâtiments endommagés.

La réhabilitation structurale consiste à améliorer le niveau de performance d'un système structural ou quelques éléments de ce système. Dépendamment de l'état de la structure, la réhabilitation peut être subdivisée en deux catégories : (a) **Réparation** et (b) **Renforcement**.

- a- La réparation est une réhabilitation de la structure endommagée ou de quelques éléments dans le but d'atteindre la capacité d'avant endommagement.
- b- Le renforcement des structures existantes est un processus récent dans le domaine du génie parasismique qui s'avère indispensable pour les bâtiments endommagés, car il consiste à augmenter leur niveau de service et, en particulier, l'augmentation de sa capacité (ductilité, résistance et rigidité) d'un élément de structure pour en permettre l'utilisation dans des conditions non prévues pendant la phase de conception et de calcul.

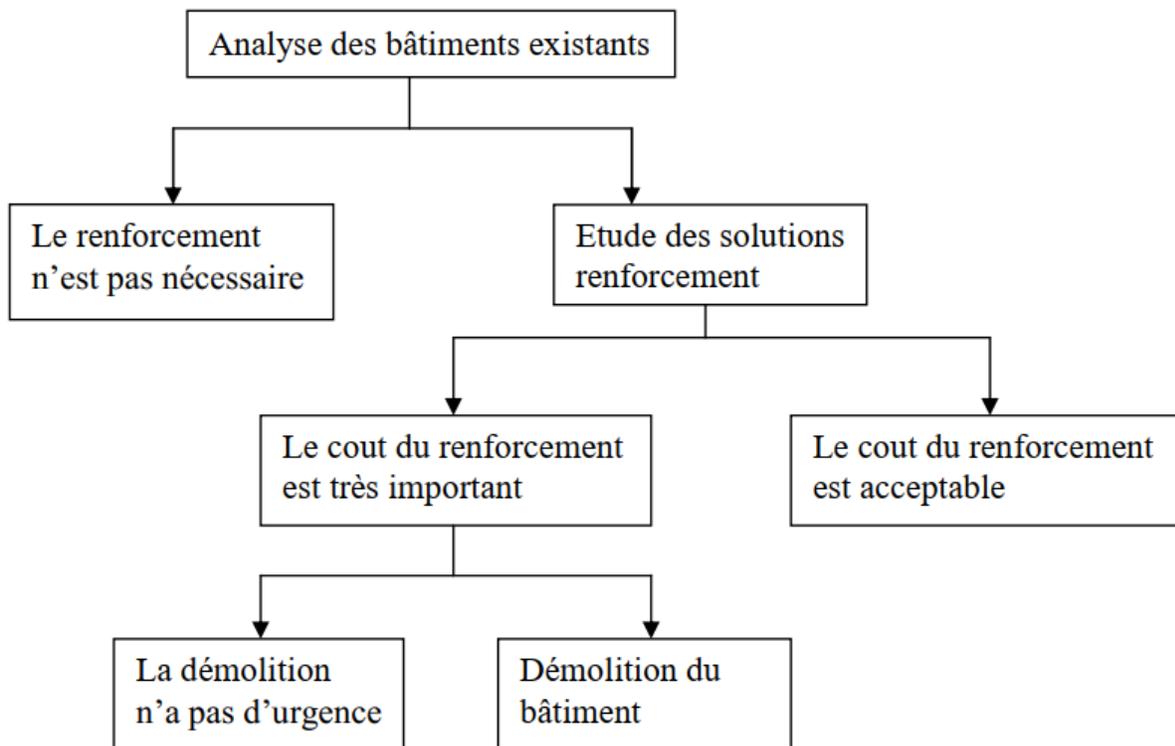
Le renforcement et la réparation de structures est un domaine complexe et parfois couteux. D'une part, il nécessite une grande expérience pour évaluer la situation des bâtiments puis le choix adéquat des méthodes et techniques de réparation et de renforcement. D'autre part, l'exécution de ses méthodes est très onéreuse.

Il en résulte que le choix entre le renforcement de la structure et sa reconstruction de nouveau conformément à la réglementation, en vigueur, nécessite une étude détaillée des prix, à l'exception des monuments historiques et œuvres patrimoniales, où la réparation est recommandée afin de conserver l'histoire d'une ville ou d'une nation.

Pour tous les bâtiments endommagés, le problème de la prise de décision se pose comme suit :

- Soit, il n'y a rien à faire, le renforcement n'est pas nécessaire.
- Soit, la décision prise est de renforcer ou de démolir la structure. Ce dernier choix, renforcement ou reconstruction après démolition résulte d'une étude économique dans laquelle les coûts globaux des deux solutions sont comparés.

La figure ci-dessous résume les situations possibles lors de l'analyse des bâtiments existants :



**Figure 1.1.** Situations possibles après une analyse des bâtiments existants. (Abou Chakra 2016 ; Kostic et al. 2012)

### 1.1.1. Historique

L'apparition des premiers bétons s'est faite à la fin du premier quart du XIX<sup>ème</sup> siècle lorsque la chaux hydraulique, liant utilisé jusqu'alors, est remplacée par le ciment Portland. C'est vers 1870 que l'on introduit des barres d'acier dans le béton afin de compenser sa faible résistance à la traction, donnant ainsi naissance au béton armé.

Cependant, ce n'est que vers 1900 que le béton armé remplace peu à peu les structures métalliques dans la construction d'ouvrage de génie civil. Les premières théories de calcul statique apparaissent 30 ans plus tard et les progrès réalisés au XX<sup>ème</sup> siècle ont fait du béton armé, le principal matériau de construction utilisé aujourd'hui.

Le béton armé, matériau de construction par excellence, a bénéficié de nombreuses études et de multiples expérimentations. Divers règlements se sont succédés de 1927 jusqu'à nos jours : circulaire de 1927 puis de 1934 ; B.A. 45, B.A. 60, CCBA 68, BAEL 80, BAEL 91/99, Eurocodes.

Pourquoi alors se produit-il encore des sinistres ? Il y a d'abord les sinistres dus à des causes exogènes au Béton armé comme le tassement des fondations, protection insuffisante des revêtements, etc., Pour les autres, il peut s'agir de cas fortuits comme dans tous les secteurs de

l'activité humaine ou parfois même de cas de malveillance dus à un manque de compétence et/ou de conscience.

Henri Lessier disait en 1951 'A la base de chaque erreur, on découvre en général une faute élémentaire de bon sens'. Aussi l'expertise d'un sinistre montre très souvent que c'est la synergie de plusieurs facteurs qui en est la cause et il n'est pas facile d'identifier la principale.

### 1.1.2. Définition

La pathologie des bâtiments est définie comme l'étude des désordres et surtout l'étude statistique, systématique et ordonnée des désordres et des sinistres, relativement récentes.

Le terme pathologie est décortiqué en deux parties "**pathos**" qui signifie « maladie » et "**logos**" qui veut dire « étude ». L'origine de ce terme est issu de la science médicale, qui signifie : « Science qui a pour objet l'étude et la connaissance des causes et symptômes des maladies ». D'après le dictionnaire Le Robert. Si on projette cette définition au bâtiment, Ce terme est défini comme une : « science qui étudie les problèmes constructifs qui apparaissent aux bâtiments après leur exécution ». Ce terme désigne donc l'ensemble des lésions d'un bâtiment, en s'aggravant, donnent lieu à des sinistres ; ces derniers pouvant conduire à la ruine des ouvrages (Note de cours Dr. GHOMARI)

L'étude pathologique a pour but de déterminer les vraies causes de désordres, le bon choix des méthodes et techniques de renforcement et de réparation des constructions et pour éviter le renouvellement des erreurs. Elle comporte généralement trois volets :

- a. La description des désordres et la détermination de leurs causes (le diagnostic).
- b. Le choix du mode de réparation de meilleure efficacité et de coût raisonnable.
- c. Les enseignements à tirer des désordres afin d'éviter leur renouvellement, c'est-à-dire la prévention. (Note de cours Pr KENAI)

L'expérience des dernières décennies dans la réparation, le renforcement et la préservation des bâtiments, plus particulièrement, dans les zones sismiques nous a appris que les techniques de renforcement doivent être choisies avec soin afin d'obtenir des résultats positifs. Plusieurs résultats infructueux ont rendu nécessaire une évaluation adéquate avant toute restauration ou réhabilitation.

En effet, lorsque ni l'état réel des dommages ni l'efficacité des réparations ne sont connus, les résultats de l'intervention sont également imprévisibles. Cela a été clairement démontré par l'échec de certaines réparations, même lorsque des matériaux avancés avaient été utilisés. Il existe désormais suffisamment d'informations pour étayer le choix des matériaux et techniques de réparation ou de renforcement compatibles. (Note de cours Université de Médéa).

Pour cela, les techniques de réparation utilisées dans le renforcement ou la réhabilitation des bâtiments sont en fonction du degré d'endommagement, qui est évalué par une connaissance approfondie de l'histoire du bâtiment, sa géométrie, les détails structurels, le modèle de fissure, la technique de construction, les matériaux utilisés et leurs propriétés, la stabilité de la structure. Ces connaissances peuvent être collectées par une visite in-situ à travers des fiches de renseignement (ex. fiche de diagnostic des dommages ou fiche post-sismique), une investigation expérimentale en laboratoire, une analyse structurelle à l'aide de modèles appropriés et enfin le diagnostic final.

Plusieurs techniques peuvent être discutées et la technique optimale peut être choisie du point de vue de la meilleure intervention compatible avec le budget disponible, mais aussi en respectant la sécurité nécessaire pour le bâtiment. Cela signifie que les nouveaux matériaux utilisés pour la réparation et le renforcement seront chimiquement, physiquement et mécaniquement compatibles. Il est impossible de demander qu'ils soient exactement les mêmes que ceux d'origine. En conséquence de cela, la réparation et l'amélioration seront meilleures que la substitution.

Le projet d'un renforcement sismique commence par un calcul de la structure ou des éléments de structure concernés sur la base des prescriptions parasismiques. Pour ce faire, il faut d'abord estimer la capacité disponible avec un soin particulier. À partir de cette évaluation, une solution de renforcement peut être développée.

## **1.2.LES PATHOLOGIES DU BÉTON ARMÉ : CAUSES ET CONSÉQUENCES**

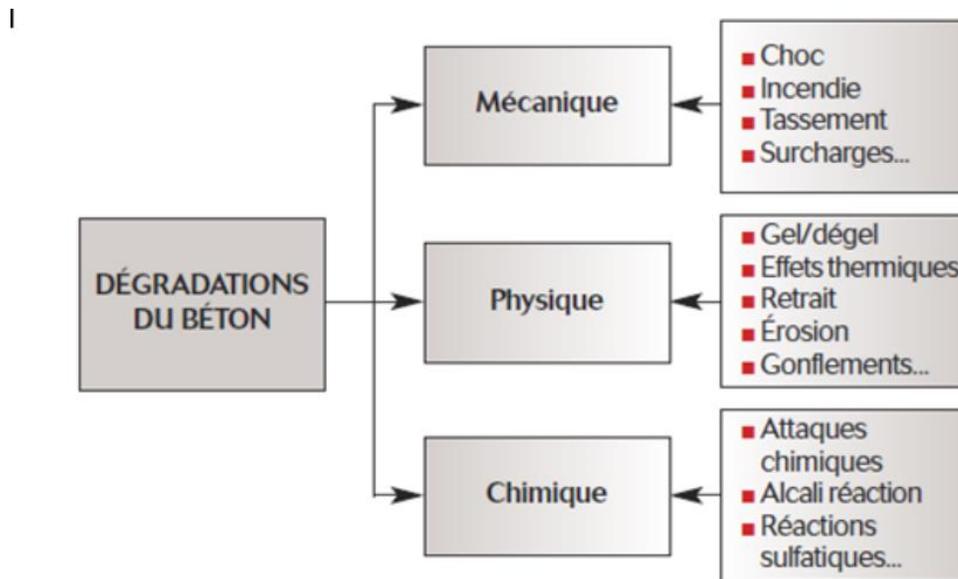
Selon leurs origines, les pathologies peuvent être divisées en deux parties ; Pathologies humides et pathologies structurelles comme le montre le Tableau 1.1.

Pour identifier ces différentes pathologies, il est indispensable d'effectuer un bon diagnostic. Pour cela, il s'agira dans un premier temps pour le diagnostiqueur, d'avoir une connaissance parfaite du bâtiment d'un point de vue architectural, structurel, historique et esthétique. Dans un second temps, il y a lieu d'inspecter le bâtiment lui-même afin d'étudier les différentes altérations et leur typologie et voir ainsi leur évolution à travers le temps.

La figure 1.2 présente les principales pathologies apparaissant dans le béton armé durci. Ces pathologies ont des causes et des conséquences variables. La vétusté des ouvrages, les actions extérieures telles que le séisme ainsi que l'environnement sont les causes principales des cas pathologique constatés sur les structures en béton armé.

**Tableau 1.1** Pathologies humides et pathologies structurales (Note de cours Université de Médéa)

Famille	Lésions	Types
Humides (Physique + Chimique)	humidité	Capillaire, condensation, accidentelle, de travaux...
	saleté	Par dépôt, par nettoyage différentiel
	Erosion	Météorologique
	Efflorescence	Formation de sel avec cristallisation
	oxydation	Oxydation superficielle
	corrosion	Oxydation préalable/Immersion/Aération différentielle/Paire
	organismes	Présence et attaques d'animaux/Présence de végétaux
	érosion	Pollution
Structurales (Mécanique)	Déformation	Tassement/Effondrement/Flambement/ Gauchissement/Flèche.
	Fissure	Par charges, par dilatation-contraction
	Fissure	Par support, par finition
	érosion	Coups et frottements
	Détachement	Finitions continue/Finition par éléments



**Figure 1.2** Principales dégradations des bétons (Note de cours Université de Médéa)

**1.2.1 Les pathologies humides**

L'humidité dans ses aspects les plus divers est responsable de l'apparition de la majorité des pathologies dans le bâtiment dont la cause est générée essentiellement par la circulation de l'eau dans la construction ou à l'extérieur de celle-ci. En effet, l'eau est un agent catalyseur qui peut produire des altérations chimiques autant que physiques et ce, grâce à son aspect fluide qui lui permet de se dissoudre, se déplacer et de véhiculer des sels minéraux. La stagnation et l'empressement de l'eau dans le corps de l'ouvrage à une incidence sur la qualité des ambiances intérieures et le confort thermique des occupants et pour résoudre ce problème, il faut bien connaître les causes de l'humidité, donc, remonté à la source du problème.

### **1.2.2. Les pathologies mécaniques**

Ces désordres se manifestent fréquemment par l'apparition de fissures, éventuellement aggravées par une déformation inacceptable de la structure. Lorsque des contraintes brusques, comme un impact ou une explosion, provoquent une dislocation plus ou moins importante du béton. Le lien entre les dégâts et leur cause est généralement évident, avant de procéder à des réparations, on s'assurera toutefois que d'autres mécanismes de dégradation actifs ne doivent pas être traités au cours des travaux. Des désordres résultant d'une faible surcharge permanente ou d'un tassement des appuis sont en effet plus lents à se manifester, notamment en raison du fluage du béton. Outre une inspection in situ, une étude de stabilité sera nécessaire afin d'évaluer l'action d'une surcharge éventuelle.

À partir du moment où une pathologie est apparue, même si cela ne remet pas en cause la stabilité de l'ouvrage, il est important de diagnostiquer d'une part d'où vient le problème, mais à quel degré il affecte l'édifice. Dans un second temps, il est nécessaire de supprimer le problème à la source et de réparer l'ouvrage.

### **1.2.3 Causes des désordres des structures en béton armé**

#### **1.2.3.1. Causes liées à la phase de conception**

##### **a. Choix de terrain inadéquat**

- Terrain inondable
- Terrain inconstructible
- Levé topographique non détaillé ou non pris en considération par l'architecte.

##### **b. Absence ou insuffisance de l'étude géotechnique**

- Absence ou manque d'essais et de paramètres pour le dimensionnement des ouvrages. Manque d'investigation en profondeur suffisante ou insuffisance du nombre d'essais en espace (zones non explorées).
- Non détection de cavités ou de présence d'eau.
- Agressivité de sol ou des eaux souterraines non signalées.
- Risque de glissements de terrain.
- Terrain non homogène.

**c. Conception générale défailante**

- Absence ou insuffisance grave de contreventement pour résister aux actions horizontales.

- Instabilité sous l'action de charges verticales.

- Erreurs dans les hypothèses de calcul :

1. Sur les actions et combinaisons d'actions.
2. Sur les déformations imposées.
3. Sur les valeurs de caractère mécanique des matériaux.

• Inadéquation des modèles de calcul

1. Pour la détermination des sollicitations et de leurs combinaisons.
2. Pour l'étude de la stabilité générale ou locale (équilibre statique, contreventement, stabilité de forme).
3. Pour la prise en compte des phénomènes différents (retrait, fluage).

**d. Dispositions incorrectes des armatures**

Ce sont des erreurs de calcul ou de dessin et manque de communication entre l'ingénieur de calcul et le dessinateur et manque de vérifications et contrôle.

**1.2.3.2 Causes liées à l'exécution****a) Préparation de l'exécution**

- Insuffisance des documents d'exécution
- Insuffisance de leur vérification par le maître d'œuvre
- Non-respect des documents contractuels
- Erreurs de côtes et absence d'indications de tolérances
- Déficiences du contrôle de qualité
- Qualité insuffisante ou défectueuse des matériaux, produits et composants y compris dans les étalements et ouvrages provisoires
- Insuffisance ou absence de contrôle (entrepreneur et maître d'œuvre) à la mise en œuvre des aciers et des bétons.
- Non-respect des prescriptions technologiques (adjuvants, gel, eaux, décoffrage, etc.).

**b) Erreurs pendant l'exécution :****b.1) Choix des matériaux :****• Granulats**

- Éléments fins dans le sable : le retrait augmente et la résistance à la compression diminue.

- Excès d'éléments fins entraîne une augmentation de la quantité d'eau de gâchage donc une augmentation de retrait et une diminution de la résistance.
- Incidents des éléments gélifs
- Forme des éléments (sphériques meilleures)

- **Ciment**

- Variation et variabilité de la résistance
- Type de ciment (peu ou très réactif)

- **Eau de gâchage**

- Présence de chlorure et de sels dissous retrait et corrosion
- Matière en suspension (fines) à limiter.
- Dosage en eau excessive ou ajout lors de coulage.

- **Adjuvants**

- Type, dosage, % d'acides, chlorures, ....

### ***b.2) Fabrication et mise en œuvre***

- Excès d'eau retrait et diminution de résistance
- Absence de cure diminution de résistance et de durabilité et fissuration. Durée minimale de cure humide est de 3 à 7 jours en général et de 10 à 14 jours en climat chaud.
- Vibrations : manque de vibration donnera lieu à des ségrégations et perte de résistance.
- Transport : durée doit être inférieure à 1h30 en général et 1h en climat chaud.

### ***b.3) Opération de coffrage***

- Insuffisance ou même absence de contreventement des étais (risque d'effondrement pour les cas de hauteurs élevées comme les planchers des salles de sport et coupoles de mosquées).
- Appuis défectueux sur le sol ou sur les planchers inférieurs (cas des balcons en cas de pluie).
- Sous-estimation des actions (accumulation des matériaux, impact...)
- Soins insuffisants apportés à la résistance du coffrage des parties délicates (articulation) ; joints de dilatation, ...

### ***b.4) Ferrailage***

- Distance d'enrobage insuffisante qui risque de provoquer la corrosion à long terme.
- Ancrage insuffisant des barres et recouvrement insuffisant.
- Inversion de ferrailage (cas des radiers et balcons...)

### ***b.5) Décoffrage :***

- Doit être progressive et n'intervenir que lorsque le béton a acquis une résistance suffisante. Le contrôle par éprouvettes conservées sur chantier à proximité de l'ouvrage est recommandé.

### **1.2.3.3. Causes liées aux conditions d'exploitation**

- Relâchement de la surveillance
- Exécution différée de travaux d'entretien
- Effet de conditions atmosphériques (eau, gel...)
- Changement d'usage (stockage, réception du public comme écoles et cliniques).
- Ajout d'étage
- Vieillesse de l'ouvrage
  - Matériaux
  - Fatigue de la structure
- Actions abusives
  - Dépassement de charges autorisées
- Actions naturelles ou extérieures
  - Tassement ou glissement de terrains
  - Chocs de véhicules et bateaux
  - Ambiance agressive
  - Incendie
  - Séisme (Note de cours Pr. KENAI)

### **1.2.4. Principaux facteurs déterminant l'ampleur des dommages subis par les bâtiments en béton armé en cas de séismes (Nedjoum et Rais 2022)**

Le fait qu'un immeuble survit ou non à un tremblement de terre dépend d'abord et avant tout de sa tenue aux mouvements du sol qui sont produits par le séisme. Voici les principaux facteurs responsables du comportement d'un bâtiment.

#### **1.2.4.1. Intégrité**

Ce terme désigne le degré d'interconnexions des constituants d'un immeuble, ce qui l'empêche d'être démoli lors d'un tremblement de terre. Les éléments dont dépend l'intégrité d'un bâtiment ne sont pas seulement ceux qui constituent la structure (les poutres, les poteaux, les murs ou les fondations), mais aussi ceux qui sont supportés par elle (les cloisons et l'équipement lourds). Dans le cas d'un immeuble reposant sur un sol ferme, dans une zone de faible sismicité, le manque d'intégrité pourrait être sa seule faiblesse face aux séismes, c-à-d, le seul facteur qui pourrait être responsable de son endommagement ou de son effondrement.

#### **1.2.4.2. Résistance latérale et la ductilité**

Les secousses horizontales produisent des forces de même direction dans tout le bâtiment; celles-ci se transmettent à la structure verticale par les planchers et pénètrent ensuite dans le sol. Une

condition critique pour empêcher la dislocation d'un immeuble est la capacité de la structure verticale à s'opposer aux forces horizontales appliquées à chaque étage (sa résistance latérale).

Autre facteur aussi important dans les zones de sismicité moyenne à élevée, où de très grandes forces sismiques peuvent s'exercer : la capacité de la structure verticale à céder sous l'effet de ces forces (ductilité) sans se disloquer, ainsi qu'à reporter sur d'autres éléments les forces qui contribuent à en surcharger certains (hyperstaticité). Certains éléments du bâtiment, par exemple les cloisons en brique plâtrière servant de remplissage dans les bâtiments à ossature, ne sont pas ductiles ; ils peuvent se disloquer soudainement et de manière explosive en libérant de l'énergie, ce qui favorise l'effondrement des bâtiments.

#### **1.2.4.3. Rigidité latérale**

La rigidité latérale est définie par les forces latérales produites par un séisme qui déforment la structure verticale reliant les étages, ce qui peut endommager les éléments du bâtiment fixés à la charpente (les cloisons et les branchements) et rendre l'immeuble inutilisable. La rigidité latérale de la structure verticale réduisant la déformation, elle joue un rôle critique en empêchant la dislocation des éléments fixés à l'ossature. Cela oblige souvent à recourir aux murs de contreventement, qui résistent mieux aux forces latérales que les poteaux, parce qu'ils sont beaucoup plus rigides.

#### **1.2.4.4. Irrégularités du bâtiment**

Un bâtiment sans irrégularités est un bâtiment dont la structure verticale est symétrique en plan et en élévation, de sorte que les forces sismiques soient transmises directement au sol.

#### **1.2.5. Diagnostic des Dommages**

Le diagnostic c'est l'identification de la nature et de l'origine des dommages. Pour établir ce diagnostic, il faut en premier lieu rassembler le plus grand nombre d'informations possibles et, ensuite, les classer par ordre d'importance (Note de cours Pr. KENAI).

##### **1.2.5.1. Informations recherchées**

1. La vulnérabilité au séisme d'une construction dépend de plusieurs facteurs :

- Son implantation dans l'environnement et le comportement prévisible de ce dernier au séisme.
- Sa liaison avec le sol ainsi que les caractéristiques sismotectoniques de ce dernier.
- Ses caractéristiques architecturales et structurales, dont la forme du bâtiment et son interaction avec les édifices environnants.

- La qualité de sa conception et de sa réalisation, le respect ou non des normes de construction appropriées au bon comportement sous l'effet de séismes, la qualité des matériaux employés et de leur mise en œuvre (AFPSCSTB 2013).

2. Quant à l'obtention des informations, elle résulte de :

a. L'observation :

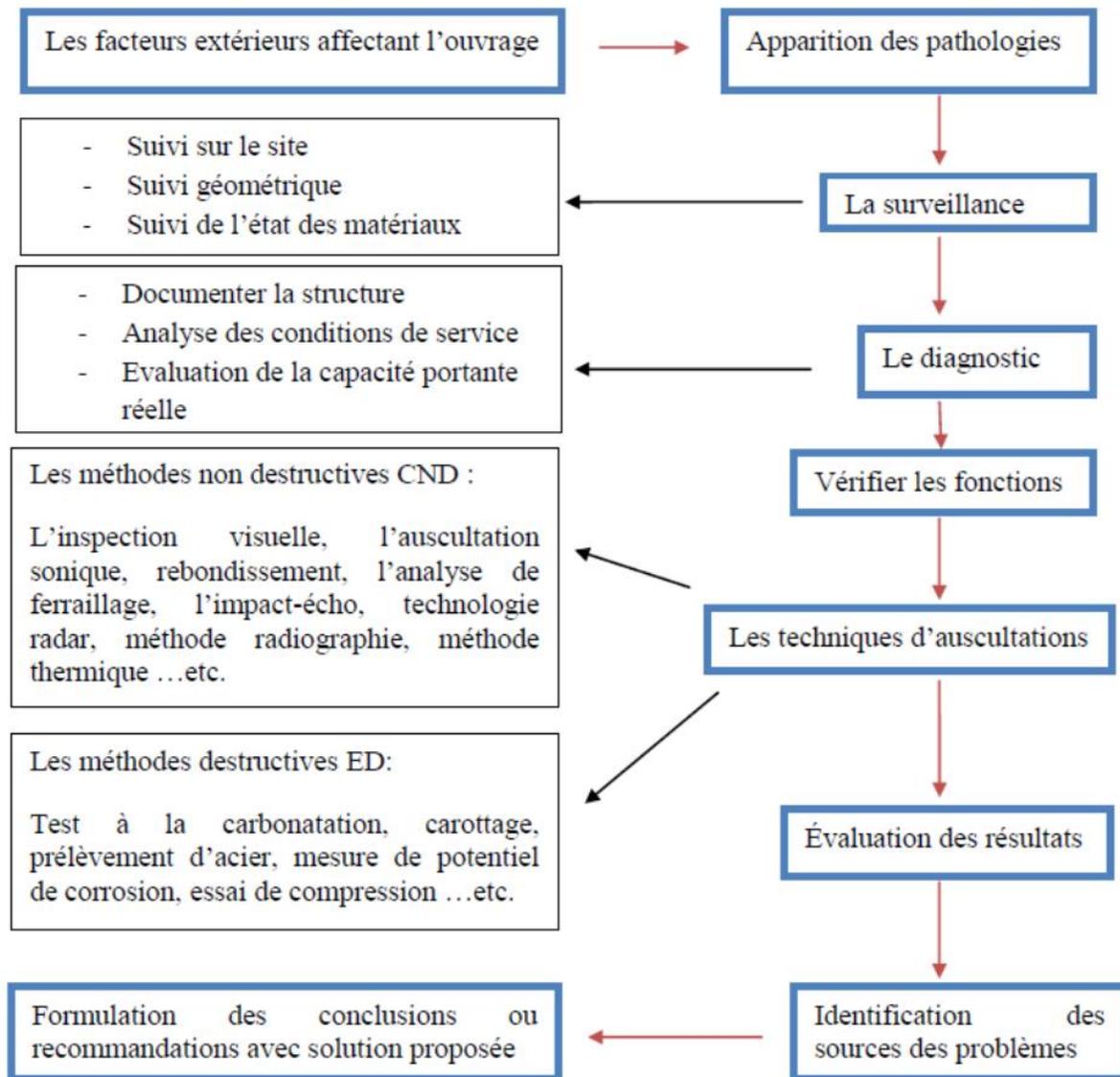
- Examen visuel des dommages et de leur environnement.
- Mesures ou essais simples et rapides effectués in-situ.
- Mesures de plus longue durée et examen en laboratoire d'échantillons prélevés sur place.

b. L'enquête auprès des occupants, des entreprises et des auteurs de projets concernés.

c. L'étude des plans, des cahiers des charges et des documents émanant des réunions de chantiers.

(Note de cours Pr. KENAI).

La figure 1.3 résume le processus de diagnostic d'un ouvrage en béton armé.



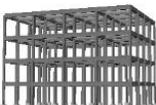
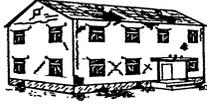
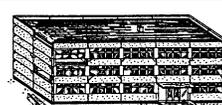
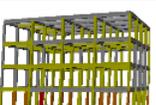
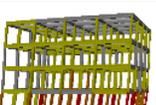
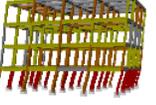
**Figure 1.3** Le processus de diagnostic d'un ouvrage en béton armé (Note de cours Université de Médéa)

### 1.2.6. Types et causes des dommages post-sismique

Afin de diagnostiquer les dommages dans les constructions à la suite d'un séisme, une campagne d'évaluation et de diagnostic des dommages post-sismique doit être réalisée. En Algérie, suite à un séisme, une mission d'expertise et d'évaluation technique des constructions est toujours menée par les autorités nationales ou régionales. A cet effet, une fiche d'évaluation des dommages post-sismiques est utilisée depuis le séisme d'El Asnam (Chlef) de 1980 qui regroupe les informations de chaque construction expertisée à partir de l'inspection visuelle des éléments structuraux (fondations, poutres, poteaux, murs, planchers, etc.) ainsi que les éléments non structuraux (escaliers, cloisons, balcons, cheminées, etc.) (Voir figure 1.4) (CTC 1981 ; Bertero 1983; Farsi et Belazougui 1992; CGS 2003). Cela, permet de consigner l'état de dommages correspondant à

chaque construction expertisée, selon une classification à 5 degrés de dommages où des couleurs leur sont associées : « **1 : Vert clair** » pour aucun dommage ou dommages négligeables ; « **2: Vert-foncé** » pour les dommages légers ; « **3 : Orange-clair** » pour les dommages modérés ; « **4: Orange-foncé** » pour les dommages importants et « **5: Rouge** » pour les dommages sévères et complets, comme montré dans le tableau 1.2.

**Tableau 1.2** Dommages structuraux et non-structuraux : Classification des constructions en maçonnerie, béton armé et en charpente métalliques (Boukri et al 2022 ; CGS 2003 ; Grünthal 2001 ; D’Ayala 2015)

Maçonnerie	Béton armé	Charpente métallique	Description des dommages
			<b>Degré 1: Dommages Négligeables</b> (pas de dommages structuraux)
			<b>Degré 2: Dommages Légers</b> (dommages structuraux légers, dommages non structuraux modérés)
			<b>Degré 3: Dommages Modérés</b> (dommages structuraux modérés, dommages non structuraux importants)
			<b>Degré 4: Dommages Importants</b> (dommages structuraux importants, dommages non structuraux considérables)
			<b>Degré 5: Dommages Sévères ou Complets</b> Bâtiments condamnés ou effondrés (dommages structuraux très importants) <b>Effondrement total ou partiel</b>

<b><u>FICHE D'EVALUATION DES DOMMAGES</u></b>			
Code Inspecteur :			
Date :			
<b>IDENTIFICATION DE LA CONSTRUCTION</b>			
Secteur :	zone :	Construction calculée au séisme :	Oui - Non
Adresse ou élément d'identification :		Construction contrôlée :	Oui - Non
<b>USAGE DE LA CONSTRUCTION (*)</b>			
Logement	Scolaire	Commercial	
Administratif	Hospitalier	Industriel	
Socioculturel	Sportif	Réservoir d'eau	
Autres (à préciser)			
<b>DESCRIPTION SOMMAIRE</b>			
Age approximatif :		Vide sanitaire : Oui - Non (*)	
Nombre de niveaux :		Sous-sol : Oui - Non (*)	
Nombre de joints de dilatation :		Eléments extérieurs indépendants	
- en élévation:		(Escaliers, auvent, passage couvert)	
- Infrastructure			
<b>PROBLEME DE SOL AUTOUR DE LA CONSTRUCTION (*)</b>			
- Faille :	Oui - Non	- Affaissement- Soulèvement :	Oui - Non
- Liquéfaction	Oui - Non	- Glissement :	Oui - Non
<b>PROBLEME DE SOL AUTOUR DE LA CONSTRUCTION (*)</b>			
<b><u>Fondation :</u></b>		<b><u>Infrastructure (dans le cas VS ou S/Sol) :</u></b>	
-Type de fondation		Voiles en béton continu :	1-2-3-4-5
-Type de dommages		Poteaux en béton avec remplissage	1-2-3-4-5
-Tassement uniforme :	Oui - Non		
-Glissement	Oui - Non		
-Basculement	Oui - Non		
<b>STRUCTURE RESISTANTE (*)</b>			
<b><u>Eléments porteurs (charges verticales)</u></b>		<b><u>Eléments de contreventement</u></b>	
-Murs en maçonnerie	1-2-3-4-5	-Murs en maçonnerie	1-2-3-4-5
-Voiles en béton	1-2-3-4-5	-Voiles en béton	1-2-3-4-5
-Poteaux en béton	1-2-3-4-5	-Portiques en béton armé	1-2-3-4-5
-Poteaux métalliques	1-2-3-4-5	-Portiques métalliques	1-2-3-4-5
-Poteaux en bois	1-2-3-4-5	-Palées triangulées	1-2-3-4-5
-Autres	1-2-3-4-5	-Autres	1-2-3-4-5
<b><u>Planchers-Toiture terrasse</u></b>		<b><u>Eléments de contreventement</u></b>	
-Béton armé	1-2-3-4-5	-Charpente métallique	1-2-3-4-5
-Solives métalliques	1-2-3-4-5	-Charpente en bois	1-2-3-4-5
-Solives en bois	1-2-3-4-5	-Couverture en tuile	1-2-3-4-5
		-Couverture en amiante de ciment	1-2-3-4-5
		-Couverture métallique	1-2-3-4-5
(*) entourer la mention utile, dans le cas de numéros : un ou plusieurs numéros peuvent être entourés			

<b>ELEMENTS SECONDAIRES</b>			
<b><u>Escaliers</u></b>		<b><u>Remplissages Extérieurs</u></b>	
-Béton	1-2-3-4-5	-Maçonnerie	1-2-3-4-5
-Métal	1-2-3-4-5	-Béton préfabriqué	1-2-3-4-5
-Bois	1-2-3-4-5	-Bardages	1-2-3-4-5
		-Autres	1-2-3-4-5
<b><u>Autres éléments intérieurs</u></b>		<b><u>Eléments extérieurs</u></b>	
-Plafonds	1-2-3-4-5	-Balcons	1-2-3-4-5
-Cloisons	1-2-3-4-5	-Garde-corps	1-2-3-4-5
-Eléments vitrés	1-2-3-4-5	-Au vent	1-2-3-4-5
		-Acrotères-corniches	1-2-3-4-5
		-Cheminées	1-2-3-4-5
		-Autres	1-2-3-4-5
<b>INFLUENCE DES CONSTRUCTIONS ADJACENTES (*)</b>			
- La construction menace une autre construction :		Oui - Non	
- La construction est menacée par une autre construction :		Oui - Non	
- La construction peut-être un soutien pour une autre construction :		Oui - Non	
- La construction peut-être soutenue par une autre construction :		Oui - Non	
<b>VICTIMES (*)</b>			
Oui - Non - Peut être		Si Oui, Combien ?	
<b>COMMENTAIRES SUR LA NATURE ET LA CAUSE PROBABLE DES DOMMAGES</b>			
	<b><u>Sens Transversal(*)</u></b>	<b><u>Sens Transversal(*)</u></b>	
-Symétrie en plan	Bon Moyen Mauvais	Bon Moyen Mauvais	
-Régularité en élévation	Bon Moyen Mauvais	Bon Moyen Mauvais	
-Redondances des files	Bon Moyen Mauvais	Bon Moyen Mauvais	
<b>AUTRES COMMENTAIRES:</b>			
<b>EVALUATION FINALE (*)</b>			
<b><u>Niveau général des dommages</u></b>		<b><u>Couleur à utiliser</u></b>	
1 - 2 - 3 - 4 - 5		VERT - ORANGE - ROUGE	
<b>MESURES IMMEDIATES A PRENDRE</b>			

(b)

**Figure 1.4.** Fiche d'évaluation des dommages post-sismiques en Algérie: (a)-Données générales et

dommages des éléments structuraux; (b)-Dommages des éléments Non-structuraux et évaluation générale (CTC 1981 ; Bertero 1983; Farsi et Belazougui 1992; CGS 2003 ; Boukri 2014)

### 2.6.1. Dommages observés dans les constructions en béton armé

#### a. Joints de dilatation

- Variation des distances entre les différents de deux blocs consécutifs dus au comportement spécifique à chacun d'entre eux.
- Fissuration des linteaux au droit du joint.
- Dégradation des séparations verticales aux droits des joints.
- Collision entre deux blocs.
- La dégradation ou l'effondrement de la partie commune à deux blocs voisins l'effondrement complet d'un bloc.
- Dégradation des séparations verticales aux droits des joints.
- Basculement des bâtiments.

#### b. Poteaux (CGS 2003b)

- a. Fissure horizontales dans la zone nodale due à l'alternance du moment fléchissant.
- b. Fissure incliné au niveau du nœud dû à sollicitations appliquées dans le nœud et à l'effet de l'interaction avec la maçonnerie.
- c. Fissure verticale dues aux contraintes de traction dans l'enrobage développées par les armatures.
- d. Fissures inclinées dues aux effets de l'effort tranchant.
- e. Rotule plastique :  
Ecrasement et éclatement du béton avec ou sans flambement des armatures au niveau de la zone nodale, le plus souvent au niveau du rez-de-chaussée.
- f. Fissures horizontales au niveau de l'arrêt de bétonnage pour mauvaise reprise du bétonnage.
- g. Fissures horizontales apparaissant suite à l'allongement des armatures longitudinales.
- h. Fissures en "X" avec dislocation du béton de l'enrobage due aux contraintes de cisaillements développées par l'effort tranchant.
- i. Dislocation totale du béton dans les zones d'extrémité due à l'insuffisance des armatures transversales et formation de rotules plastiques.
- j. Zone de ségrégation mise en évidence par un écrasement local du bâtiment sous l'effort de la compression.
- k. Cisaillement des poteaux.
- l. Cisaillement des poteaux courts causés par des poutres palières.
- m. Eclatement total du béton à mi-hauteur des poteaux due au phénomène de flambement.
- n. Eclatement et rupture du béton de la zone d'enrobage sur toute la hauteur des poteaux.

#### c. Poutres (CGS 2003b)

- a. Fissures verticales dues aux contraintes de traction provenant de l'interaction avec les remplissages (maçonneries).
- b. Fissures verticales dues aux moments de flexion et aux efforts normaux de tractions.
- c. Fissures verticales dues aux glissements des armatures et la destruction de l'adhérence sous l'effet des contraintes de traction.
- d. Fissures inclinées dues aux effets de l'effort tranchant.
- e. Formation de la rotule plastique dans la zone nodale : écrasement et éclatement du béton avec ou sans flambement des armatures longitudinales sous l'effet de l'alternance de l'effort normal et de moment de flexion

#### d. Murs en béton armé

##### a. Mur pleins :

- Fissures inclinées dues à l'action de l'effort tranchant.
- Fissures superficielles verticales dans l'enrobage.
- Ecrasement du béton du joint de reprise de bétonnage.

##### b. Murs avec ouvertures :

- Fissures inclinées au niveau de linteau dues aux effets de l'effort tranchant.
- Fissures verticales au niveau de linteau dues à l'alternance du moment fléchissant.

#### 1.2.7. Quelques essais non destructifs pour identifier les dommages dans les structures en B.A

##### • *Le Scléromètre « marteau de rebondissement de Schmidt »* (Notes de cours Dr. Boukri 2021)

Un appareil qu'on utilise pour tester la dureté de surface d'un béton durci (d'ouvrage). Cette dureté d'autant plus élevée que le béton est plus résistant, cela permet d'avoir un ordre de grandeur de la résistance atteinte par un béton à un âge donné.



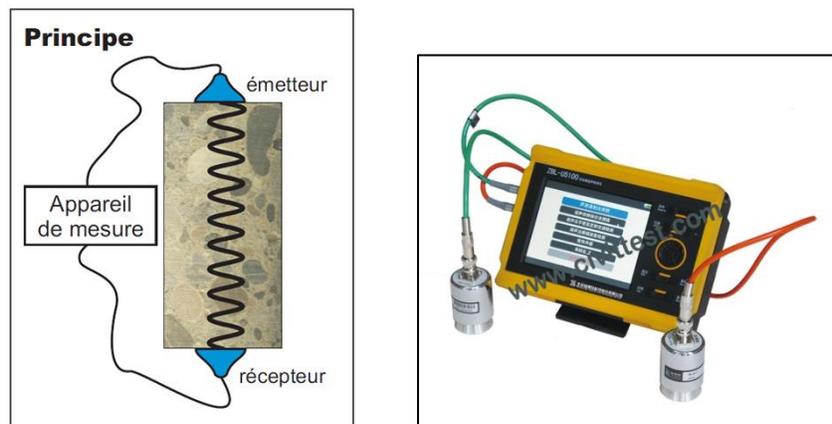
**Figure 1.5** Essai par Scléromètre de Schmidt

- **L'auscultation sonore (Ultrason)** (Notes de cours Dr. Boukri 2021)

L'essai aux ultrasons permet, grâce aux ondes sonores voyageant dans le béton à l'aide d'un appareil spécial, de déterminer s'il y a des fissurations dans le béton, s'il y a des creux et à quels endroits ils se trouvent, de mesurer la régularité d'un béton et d'avoir une indication sur la résistance mécanique. En effet, l'essai consiste à mesurer la vitesse du son à l'intérieur du béton.

Donc, la vitesse de propagation de l'onde sonore augmente avec le module d'élasticité du béton. Or, ce module d'élasticité augmente avec la résistance. En conséquence, plus un béton aura une grande résistance, plus la donnée affichée sur l'appareil de mesure sera élevée, en comparaison à un béton de plus faible résistance. Cela permet d'avoir un ordre de grandeur de la résistance atteinte par un béton à un âge donné.

Le principe de cet essai est d'installer un émetteur d'ondes sonores sur une paroi de béton et de mettre le récepteur de l'autre côté de la paroi de béton. De plus, il faut un appareil de mesure (permettant de transformer les données et du coup de donner un résultat concret) en circuit avec l'émetteur et le récepteur comme vu sur la figure ci-dessous.



**Figure 1.6** Essai par ultrason

- **Essai par radiographie** (Notes de cours Dr. Boukri 2021)

Avec les rayons X qui sont projetés sur une structure de béton, il est possible d'en voir sa composition interne. Le phénomène est exactement le même que ce qui se produit lorsque quelqu'un subit des radiographies d'une partie de son corps. Les éléments les plus denses (exemple les armatures dans le béton) sont facilement visible sur une image de radiographie car ce sont les éléments qui sont les plus claires.

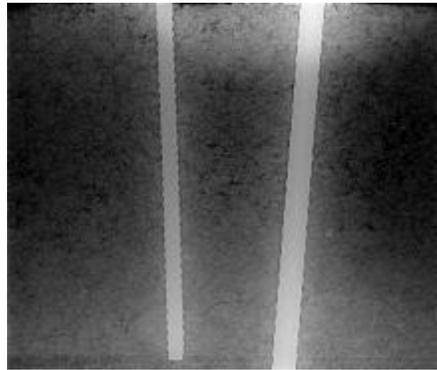


Figure 1.7 Essai par radiographie

• **Méthode radar** (Notes de cours Pr. Kenai ; Nguyen 2014)

Cette méthode est basée sur l'étude du processus de propagation d'une onde électromagnétique à travers des matériaux possédant des densités variables. Elle est capable de détecter un certain nombre de paramètres dans le béton armé de la structure :

- L'endroit des armatures ;
- L'épaisseur de l'enrobage ;
- L'endroit des vides ;
- L'endroit des fissures ;
- La densité in situ ;
- La variation du degré d'humidité.

Le schéma du principe de localisation des délaminations à l'aide d'un radar est représenté dans la figure ci-dessous.

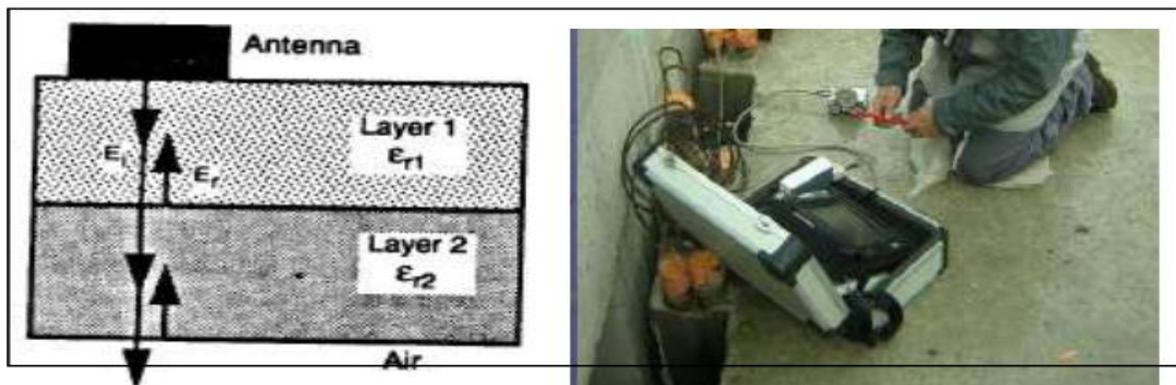
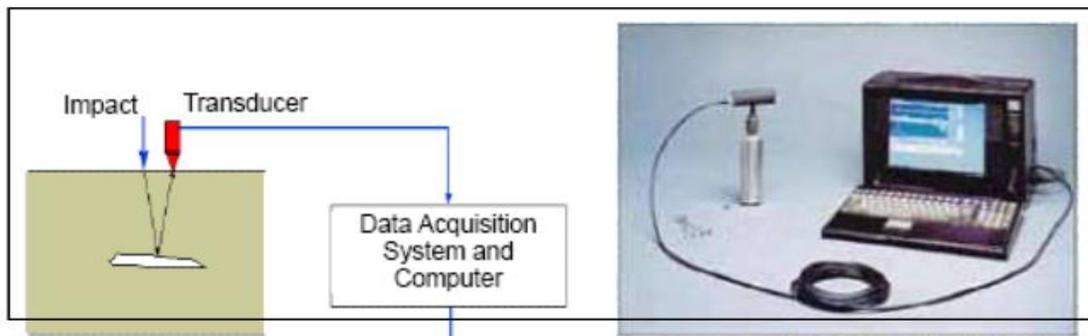


Figure 1.8 Essai Radar

- **Impact-Echo** (Notes de cours Pr. Kenai)

Un impact généré à la surface du béton engendre des ondes de compression et de cisaillement qui sont réfléchies par les interfaces, les fissures ou les délaminations. C'est une méthode efficace de localiser de grands vides ou décollements dans le béton de structure. L'utilisateur devrait prendre garde de l'exactitude demandée pour détecter les défauts.



**Figure 1.9** Impact-Echo

### 1.3. METHODES DE RENFORCEMENT PARASISMIQUES DES STRUCTURES EN BETON ARME

L'expérience des dernières décennies dans la réparation, le renforcement et la préservation des bâtiments, plus particulièrement, dans les zones sismiques nous a appris que les techniques de renforcement doivent être choisies avec soin afin d'obtenir des résultats positifs. Plusieurs résultats infructueux ont rendu nécessaire une évaluation adéquate avant toute restauration ou réhabilitation.

En effet, lorsque ni l'état réel des dommages ni l'efficacité des réparations ne sont connus, les résultats de l'intervention sont également imprévisibles. Cela a été clairement démontré par l'échec de certaines réparations, même lorsque des matériaux avancés avaient été utilisés. Il existe désormais suffisamment d'informations pour étayer le choix des matériaux et techniques de réparation ou de renforcement compatibles.

Pour cela, les techniques de réparation utilisées dans le renforcement ou la réhabilitation des bâtiments sont en fonction du degré d'endommagement, qui est évalué par une connaissance approfondie de l'histoire du bâtiment, sa géométrie, les détails structurels, le modèle de fissure, la technique de construction, les matériaux utilisés et leurs propriétés, la stabilité de la structure. Ces connaissances peuvent être collectées par une visite in situ à travers des fiches de renseignement (ex. fiche de diagnostic des dommages ou fiche post-sismique), une investigation expérimentale au laboratoire, une analyse structurelle à l'aide de modèles appropriés et enfin le diagnostic final.

Plusieurs techniques peuvent être discutées et la technique optimale peut être choisie du point de vue de la meilleure intervention compatible avec le budget disponible, mais aussi en respectant la sécurité nécessaire pour le bâtiment. Cela signifie que les nouveaux matériaux utilisés pour la réparation et le renforcement seront chimiquement, physiquement et mécaniquement

compatibles. Il est impossible de demander qu'ils soient exactement les mêmes que ceux d'origine. En conséquence de cela, la réparation et l'amélioration seront meilleures que la substitution.

Le projet d'un renforcement sismique commence par un calcul de la structure ou des éléments de structure concernés sur la base des prescriptions parasismiques. Pour ce faire, il faut d'abord estimer la capacité disponible avec un soin particulier. A partir de cette évaluation, une solution de renforcement peut être développée.

Dans ce qui suit, certaines techniques de renforcement et de réhabilitation des structures seront abordées.

### **1.3.1. Stratégie de renforcement**

Pour la mise au point d'un projet de renforcement, on peut :

- Diminuer la masse du bâtiment, par conséquent diminuer les forces d'inertie.
- Réduire les effets dus à la torsion, en diminuant la distance entre le centre de masse et celui de l'inertie. Cette réduction peut être obtenue par la modification de la disposition des masses et des éléments résistants ou par l'insertion de nouveaux éléments.

Pour les structures souples, il faut essayer de réduire la période du mode fondamental par la réduction des masses ou l'augmentation de la rigidité de la structure.

Pour augmenter la résistance d'une structure, il faut mobiliser le maximum d'éléments résistants. L'expérience montre que les ouvrages dans lesquels les éléments résistants forment un système continu, cohérent et fortement hyperstatique se comportent de façon beaucoup plus satisfaisante que ceux qui présentent des degrés de liberté isostatique ou dans lesquels la précarité des liaisons ou la concentration des efforts sur un petit nombre d'éléments de la structure favorise l'apparition d'isostatiques.

Garder présent à l'esprit que l'endommagement d'une structure est plutôt la conséquence d'une déformation excessive (déformations alternées ou répétées dans le domaine post-élastique) que d'un dépassement de résistance. Si l'on veut limiter les désordres, il faut donc maîtriser les déformations par :

- a. l'augmentation de la capacité de résistance.
- b. l'augmentation de la résistance et de la ductilité.
- c. l'augmentation de la ductilité.

Lorsqu'il s'agit de trouver un compromis entre la résistance et la ductilité, il faut tenir compte de la résistance et de la ductilité de chaque élément et de chaque composant.

### **1.3.2 Techniques de renforcement parasismique des structures en B.A**

Le renforcement d'une structure consiste à rajouter des éléments additionnels pour augmenter sa résistance, les éléments ajoutés peuvent être incorporés dans la structure ou collés aux anciens.

Ces éléments modifient le comportement dynamique des structures et entraînent une nouvelle répartition des efforts. Une vérification de la structure au séisme est nécessaire pour sa sécurité et sa stabilité.

Le choix des éléments dépend des points suivants :

- Eviter la concentration des efforts dans les sections de faible résistance.
- Donner une configuration symétrique à la nouvelle structure.
- Réaliser soigneusement les liaisons entre la structure existante et les éléments.

### 1.3.2.1. Le chemisage en béton armé (AFPSCSTB 2013)

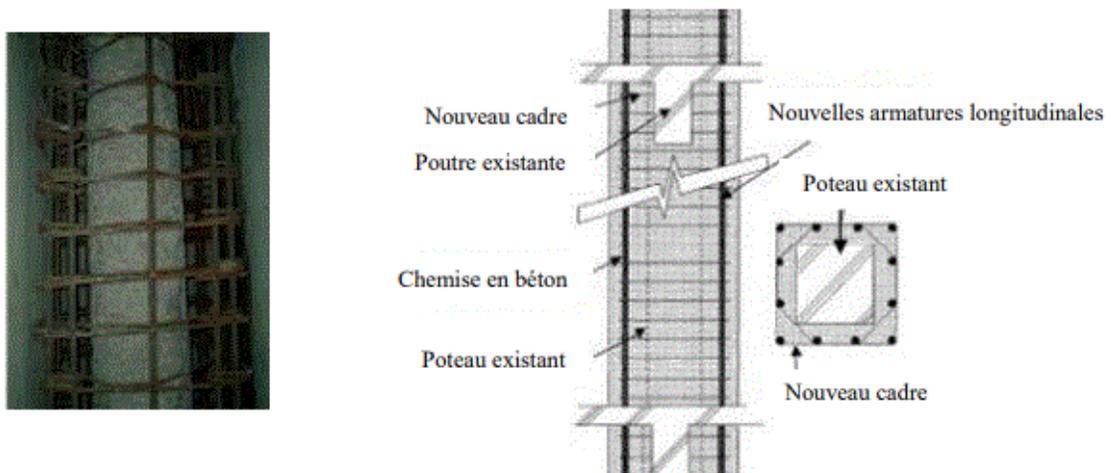
#### a. Description générale

Cette technique consiste accroître la section d'un élément primitif en service « poteaux et poutres ». Cela se fait par l'addition des armatures longitudinales et transversales à l'élément déjà existant, puis la mise en place d'un béton d'enrobage adéquat (Voir figure 1.10).

Il faut assurer une bonne adhérence entre l'élément existant et le béton armé additionné pour la transmission des efforts, donc un fonctionnement d'ensemble « effet monolithique ».

Cette technique conduit à exécuter les besoins suivants :

- Augmentation de la portance.
- Augmentation de la résistance en flexion et cisaillement.
- Augmentation de la capacité de déformation « la ductilité ».



**Figure 1.10.** Chemisage d'un poteau en béton armé

### **b. Exigences**

L'utilisation d'un béton auto compactable, de granulométrie bien étudiée pour remplir les interstices sans mode de vibration.

La résistance des nouveaux matériaux doit être légèrement supérieure de celle des anciens matériaux car la différence de la résistance entre les deux bétons provoque un glissement entre les deux parties existant et ajoutée.

- Un ancrage dans le béton est demandé pour lier les deux parties.

- l'épaisseur du béton doit être suffisante afin de permettre le coulage de béton :

\* Pour les poteaux et les poutres dans le cas de béton coulé, l'épaisseur minimale est 8 cm.

\* Pour les poutres dans le cas de béton projeté, l'épaisseur minimale est 4 cm.

- Pour le chemisage des poutres, l'inertie de celle-ci doit être inférieure à celle du poteau sur lequel elle est appuyée.

### **c. Mode d'exécution**

- Préparation d'interface par une augmentation de la rugosité de la surface, suivie de l'application d'agent de liaison « peinture primaire de résine époxy ».

- Mise en place des armatures de chemisage (Figure 10).

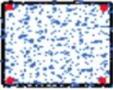
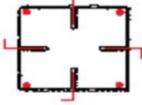
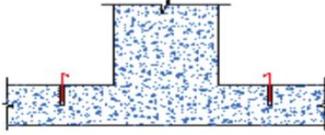
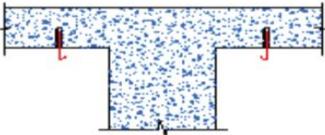
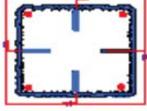
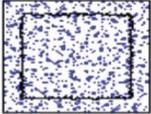
- Réaliser le bétonnage par coulage ou pompage.

- Si le chemisage est continu, les barres doivent passer à travers des trous fait dans les dalles et dans les fondations aussi, pour éviter l'arrachement des armatures (AFPSCSTB 2013).



**Figures 1.11 a-b.** Mise en place des armatures

On peut citer les différentes étapes de chemisages d'un poteau dans la figure 1.12.

	
1- nettoyage et sablage du support initial de béton du poteau	2- Ancrage et scellement de chevilles pour fixation d'armatures additionnelles.
	
3-scellement d'armatures d'ancrage sur le plancher en amont du poteau	4-scellement d'armatures d'ancrage sous le plancher en aval du poteau.
	
5-fixation des armatures additionnelles sur les tiges d'ancrage.	6-étalage d'une couche de résine sur la surface de béton primitif.
	
7-coulage de l'enveloppe en béton riche et fluide.	

**Figure 1.12.** Différentes étapes de chemisage d'un poteau

#### **d. Avantages :**

- Technique peu coûteuse du fait des matériaux utilisés et donc à la portée de tout le monde.
- Main d'œuvre peu qualifiée.

#### **e. Inconvénients**

- Augmentation considérable des sections donc du poids de la structure.
- Les éléments sont plus encombrants et moins esthétiques.
- Nécessité de mettre hors service l'ouvrage à renforcer pendant la durée des travaux qui est généralement longue.
- Différence de masse à l'étage
- Créer une différence de masse à l'étage spécifié au renforcement
- Créer une excentricité considérable entre le centre de masse et le centre de torsion

- Créer une différence de rigidité entre étages
- Augmentation de la rigidité de l'étage
- Redimensionnement des fondations

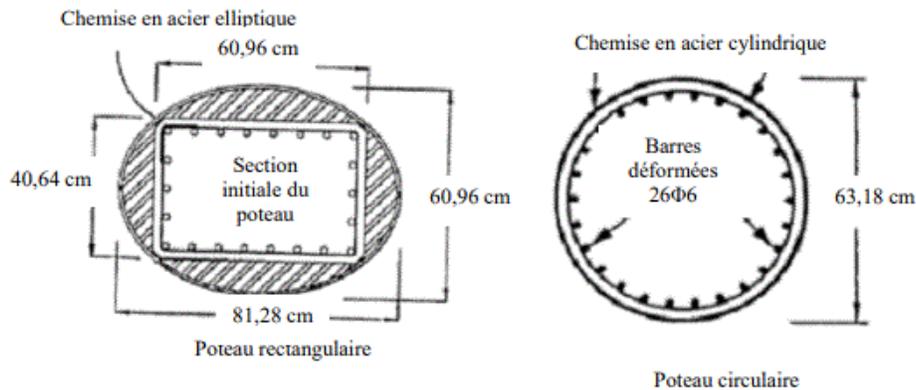
### 1.3.2.2. Gainage métallique (Chemises en acier) (AFPCSTB 2013)

#### a. Description générale

Le renforcement des poteaux de sections circulaires ou rectangulaires avec des chemises en acier permet d'améliorer considérablement leur résistance sismique. L'efficacité des chemises en acier a été clairement démontrée, par des recherches expérimentales et par des observations in-situ effectuées durant le séisme de Northridge en 1994.

Le gainage métallique consiste à confiner le poteau dans une cage ou tube métallique constitué par des fers plats et des cornières ou des tôles soudées. Il est largement utilisé pour augmenter la résistance des colonnes au séisme ou pour faire une réparation.

Les chemises en acier rectangulaires destinées au renforcement des poteaux rectangulaires améliorent aussi la résistance et la ductilité des poteaux. Toutefois, les résultats des recherches ont démontré que les chemises rectangulaires sont moins efficaces que les chemises elliptiques



**Figure 1.13.** Types de chemises en acier



**Figure 1.14** Renforcement des éléments structuraux par gainage métallique**b. Exigences**

- Cette méthode exige l'élimination des parties dégradés et de rendre le support plan.
- Un espace entre la colonne et la chemise sera rempli par un coulis de ciment pour garantir la continuité entre eux.
- Le chemisage pourrait être appliqué dans les installations qui possède un nombre limité de colonnes.
- Dans le cas des poteaux circulaire, les chemises sont fabriquées de deux demi-couches pour simplifier leur installation, et ces dernières sont soudées aux jointures verticales.
- En cas des poteaux rectangulaires, les couches prennent la forme elliptique qui est la plus efficace que des chemises rectangulaires.
- Si l'espace vide est large entre les poteaux et la chemise sont remplies au béton à la place de coulis de ciment.

**c. Mode d'exécution**

- Les plats destinés à être collés doivent être traités par sablage pour donner à la surface une rugosité supérieure. Après l'étape qui suit le sablage, les plats doivent être revêtus d'un produit de protection.
- Les tôles doivent être transportées avec soin de façon à ne pas entraîner de défauts de planéité, de rayure ou de choc.
- L'encollage exige une couche de colle sur le plat d'acier et sur la paroi du béton.

**d. Avantages :**

- Courte durée de réalisation par rapport au chemisage en béton.
- Bonne performances des éléments renforcés (bonne ductilité).
- Faible augmentation des sections.

**e. Inconvénients :**

- Coûts relativement élevé.
- Nécessité de soudure donc une main-d'œuvre qualifiée.
- Problème de corrosion ce qui nécessite un entretien régulier.
- Poids des chemises et difficulté de découpage.
- Augmentation de la rigidité en flexion ce qui n'est pas souhaité dans le cadre du renforcement parasismique (augmentation de l'énergie restituée élastiquement), sauf cas particuliers (corrosion ou manque initial des armatures longitudinales).

### **1.3.2.3. Renforcement par voiles en béton armé (CGS 2003b)**

#### **a. Description générale**

Introduction des voiles en béton armé sur toute la hauteur, à l'intérieur ou à l'extérieur du bâtiment. Le renforcement par l'exécution en béton projeté ou par coulage en place d'un voile extérieur péricentral, ou corsetage, confère au bâtiment une excellente résistance et évite des travaux de gros œuvre à l'intérieur.

D'une manière générale, par la présence de nombreux points de liaisons, le système de renforcement par voiles en béton armé permet une transmission plus efficace (continue) des efforts horizontaux de la structure existante à la nouvelle structure.

Un voile doit parfois intégrer un ensemble de fonctions :

- la descente des charges verticales de son sommet jusqu'à sa base (rôle de mur porteur).
- la reprise des forces horizontales agissant dans son plan (contreventement).
- la reprise des forces horizontales hors plan (rôle de paroi).
- l'étanchéité vis-à-vis de l'eau de pluie et du vent, la perméabilité à la vapeur d'eau.
- l'isolation thermique, le rôle de volant d'inertie thermique et hygrométrique.

#### **b. Exigences**

- Vérifier les planchers pour s'assurer du transfert des efforts aux voiles. Si nécessaire exécuter une nouvelle dalle sur la dalle existante.

- Dans le cas où les voiles sont disposées à l'extérieur, recourir à des tirants

Précontraints pour améliorer le transfert des efforts d'origine sismique.

- Pour une meilleure prise en compte de la charge verticale dans la stabilité des murs, incorporer aux voiles les poteaux existants.

- Envisager éventuellement des fondations au droit des voiles nouvellement Introduites

#### **c. Mode d'exécution**

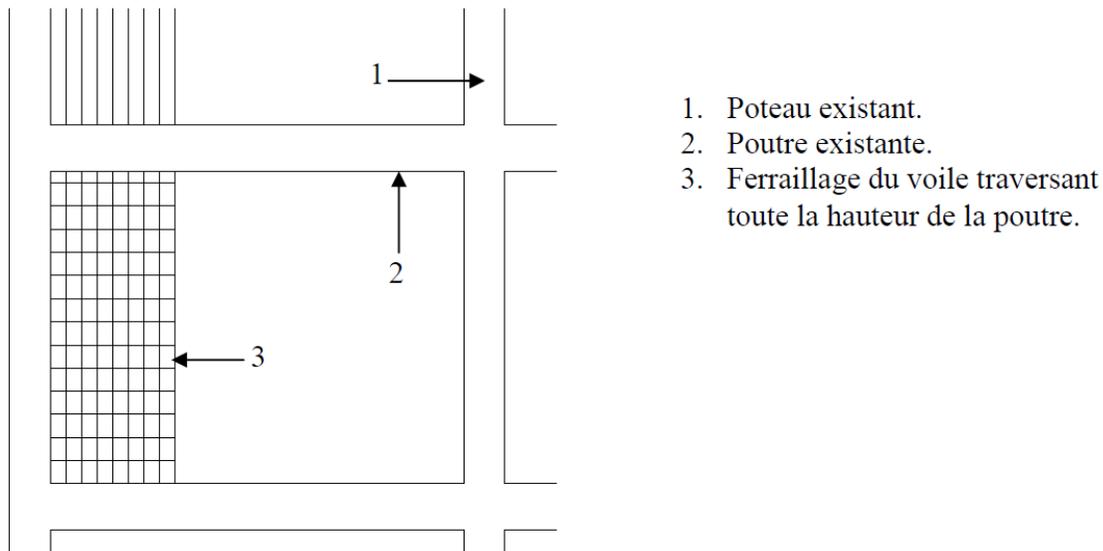
- Préparer la partie de la poutre qui va être en contact avec le nouveau béton (piquage, Bouchardage...). La préparation de la surface de contact entre la poutre (ou le poteau) et le voile de renforcement est une opération très importante. Celle-ci permet d'assurer une cohésion entre les parties existantes et celles ajoutées pour le renforcement.

- Réaliser des trous traversant toutes la hauteur de la poutre à l'aide d'une perceuse.

- Faire passer les armatures du niveau inférieur dans les trous, les barres doivent avoir une longueur suffisante pour permettre leur recouvrement.

- Coller les armatures au niveau des points de passage dans la poutre à l'aide de la résine.

- Pour s'assurer du comportement de l'ensemble des voiles avec les poteaux, connecter les armatures horizontales aux poteaux par la même procédure.
- Procéder au coffrage puis au coulage du béton.



**Figure 1.15.** Renforcement par ajout de voile en BA

#### **d. Inconvénients**

- Peut être inacceptable architecturalement.
- Modification des espaces intérieurs.
- Report les charges sur les zones faibles
- Risque de créer des irrégularités en élévation.
- Intervention lourde.
- Nécessite un calcul complet du bâtiment.

#### **1.3.2.4. Renforcement par précontrainte additionnelle**

##### **a. Description générale**

Il peut être envisagé d'appliquer à des ouvrages existants des efforts de précontrainte en vue soit de leur redonner leur état de service initial, soit de leur donner un nouvel état de service.

Cette technique présente l'avantage d'éviter les efforts concentrés importants sur la structure, elle est bien adaptée aux structures minces et peut être ferrillée « poteaux et poutre ». Le câble additionnel étant le plus souvent situé à l'extérieur du béton.

Les tracés des armatures de précontrainte additionnelle peuvent être rectilignes ou polygonaux : Le tracé rectiligne simple et facile à mettre en œuvre, améliore peu la résistance au cisaillement,

par contre le tracé polygonal est plus efficace, mais il exige la construction de déviateurs qui ont l'inconvénient d'augmenter les pertes par frottement lors de la mise en tension des câbles.

La réparation et le renforcement par précontrainte additionnelle permettent de :

- Sécuriser les structures en béton dont les armatures passives ou actives sont déficientes, pour en restaurer la capacité portante initiale.
- Accroître la résistance en flexion et à l'effort tranchant en cas de tracé dévié des poutres et dalles saines en béton.
- Introduire une contreflèche pour compenser la flèche excessive d'un élément fléchi.



**Figure 1.16** Renforcement par précontrainte additionnelle

### **b. Avantages**

- Effort de précontrainte reporté au nu du support sans béton additionnel servant au transfert de charge.
- Performance et fiabilité.
- Simplicité et rapidité de mise en œuvre.

### **c. Inconvénients**

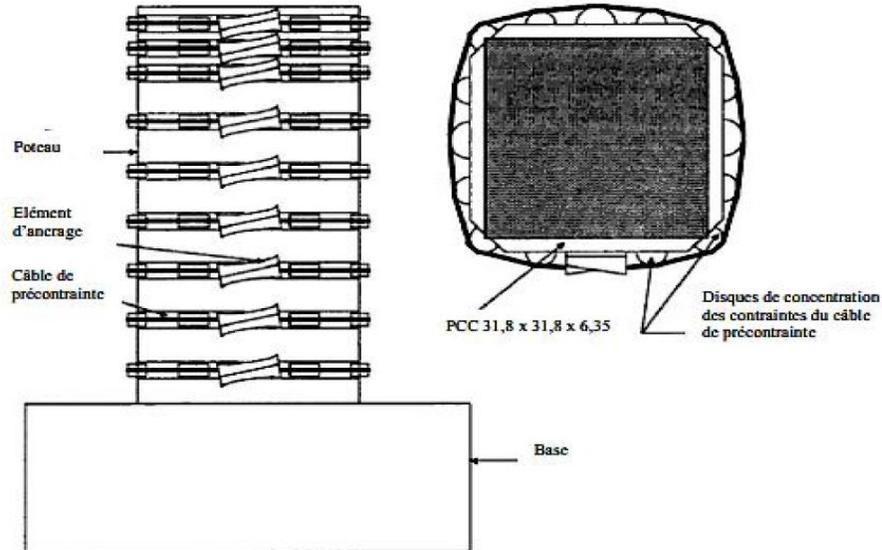
Il peut y avoir un risque d'instabilité d'ensemble : le flambement. On prévient ce risque en prévoyant aussi des fixations transversales qui s'opposent à une mise en vibration de ces derniers. La conception et le calcul doivent être en conformité avec les règlements en vigueur.

L'étude doit porter sur l'influence de l'effet des efforts appliqués localement sur des structures ou éléments structurels non conçus à l'origine pour les recevoir.

## **1.3.2.5. Renforcement par tissus en fibres de carbone**

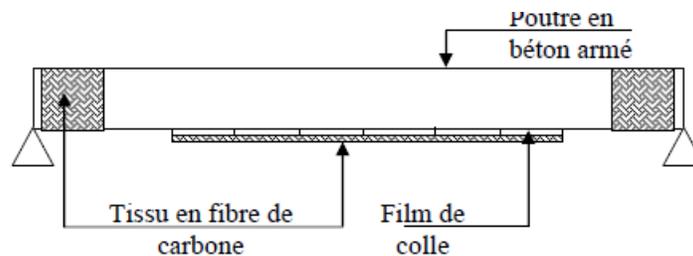
### **a. Description générale**

Le renforcement par tissu en fibre de carbone consiste à coller à l'extérieur des éléments de structure un tissu dans le but de renforcer ou de restaurer ces derniers, ce tissu est caractérisé par une résistance très élevée aux différentes sollicitations normales et tangentielles.



Le renforcement par lamelles ou tissus de carbone est un procédé non traditionnel et fait l'objet d'une enquête technique. Les caractéristiques mécaniques de la fibre de carbone sont données par :

- Masse volumique =  $1,8 \text{ (g/cm}^3\text{)}$
- Masse linéique =  $1670 \text{ g/Km}$
- Résistance en traction =  $3800 \text{ (MPa)}$
- Module élastique =  $228 \text{ (GPa)}$
- Elongation à la rupture =  $1,6 \%$



### **b. Avantages**

- une légèreté 5 fois plus que l'acier.
- une résistance 10 fois plus optimale que les platines.
- une grande flexibilité avec une faible épaisseur.

- une facilité de transport.
- un poids de l'ordre de 800gr le mètre carré (épaisseur d'environ 1mm).
- une mise en place et un découpage à la forme désirée.
- une mise en œuvre aisée.
- adaptation aux supports.
- Non sensibilité à la corrosion et d'autres attaques chimiques.
- Meilleure résistance à la fatigue.

### **c. Inconvénients**

- Cout relativement élevé du produit de base jusqu'à 10 fois le cout de l'acier pour une masse identique.
- Connaissances limitées sur leurs propriétés à long terme, notamment en ce qui concerne l'adhérence à l'interface béton composite.
- le TFC ne résiste pas au feu.
- Manque de ductilité.

### **d. Mode d'exécution**

Un processus pour la mise en place des fibres de carbone peut se résumer par :

- Examiner et réparer les surfaces effritées et les fissures de la surface de l'élément à renforcer.
- Appliquer une couche du mastic de vitrier après la réparation de la surface de l'élément en éliminant les saillies.
- Mettre en place les tissus de fibres sur la surface après une application d'une première couche d'agent d'imprégnation.
- Répéter l'étape précédente jusqu'à ce que les couches demandées de fibres soient installées.



**Figure 1.17.** Renforcement par TFC

## **1.3.2.6. Ajout de croix de contreventement (contreventement métallique) (AFPSCSTB 2013)**

### **a. Description générale :**

Est une technique consiste d'appliquer une méthode de contreventement métallique à une construction mixte (béton-acier). Est une technique légère, elle est faite sans immobilisation des pièces. Si les croix sont réalisées correctement sa pose est très rapide.

Cette méthode est pour but d'améliorer la régularité du bâtiment c'est à dire une meilleure répartition des contreventements pour diminuer la torsion d'ensemble, ainsi elle est faite pour augmenter la résistance d'ensemble en pratique elle permet à la structure de reprendre un effort horizontal plus grand.



**Figure 1.18** Renforcement métallique

### **b. Exigences :**

Cette méthode a une diversité précautions et limites d'utilisation, donc il faut respecter les consignes suivantes :

- Vérifier la régularité en plan et en élévation.
  - Vérifier les nœuds du portique.
  - Dans le cas des nœuds faibles il faut prévoir un chemisage des nœuds avec l'ajout des cadres d'effort tranchant seul.
  - Proscrire les croix perpendiculaires à la façade pour éviter le flambage des portiques.
  - Recalculer l'ensemble de la structure.

### **c. Mode d'exécution :**

- **Réalisation des croix**

L'effectuation d'un relevé très précis des portiques, puis la préparation des cadres suivie par l'assemblage des croix et des cadres.

- **Mise en place**

L'enlèvement de revêtement de sol et les revêtements muraux à l'endroit des contreventements puis percer la structure selon la trame des cadres, enfin la fixation des croix à l'aide de vis et de chevilles scellement chimique.

- **Finition**

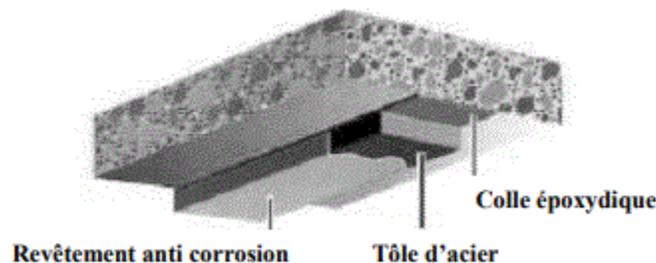
La pose des doublages et le revêtement mural.

**d. Inconvénient :**

- Peut-être inacceptable architecturalement.
- Modélisation des espaces intérieurs.
- Risque de créer des irrégularités en élévation.
- Nécessite un calcul complet du bâtiment.
- Peut provoquer des désordres aux nœuds et dans les fondations.

**1.3.2.7 Amélioration des éléments structuraux à l'aide des tôles collées (Nguyen 2014)**

Le renforcement de structures en béton par plats métalliques, mieux connue sous le nom de procédé L'Hermite, consiste à pallier les insuffisances locales (renforcer localement une structure présentant des insuffisances de résistance) ou globales accroître la capacité portante de l'ouvrage par des tôles d'acier collées sur leurs faces tendues. Ainsi, L'Hermite s'est intéressé dès le début des années soixante, à l'utilisation de composés adhésifs de type époxy polymérisant à froid pour associer béton et acier.



**Figure 1.19** Application de plats métalliques selon le procédé L'Hermite (Nguyen 2014)

Trois problèmes mécaniques se posent lors de l'utilisation de tôles extérieures collées au béton pour le renforcement des structures :

- La mise en flexion locale de la tôle au voisinage des fissures qu'elle recouvre.
- La répartition des efforts repris par les tôles dans le cas d'utilisation d'empilement.
- La répartition des déformations entre les aciers internes au béton et les aciers collés extérieurement.

**a. Avantages :**

-Il n'exige que des interventions mineures sur la structure.

-Il est d'un emploi souple.

-Les renforts sont peu encombrants.

**b. Inconvénients :**

-Sensibilité de l'acier à l'oxydation.

-Impossibilité de mobilisation de toute la résistance en traction des tôles, même sous faible épaisseur (solicitation le long d'une face).

-Nécessité d'une préparation spécifique de la surface à traiter (la raideur des tôles nécessite une surface parfaitement plane pour assurer l'uniformité de l'épaisseur de l'adhésif).

-Nécessité d'un collage sous pression (vérins), pour assurer une adhésion suffisante et éviter les bulles d'air dans la couche de résine de collage.

-Impossibilité de généraliser cette technique à des surfaces importantes (masse manipulées trop importantes), ce qui limite d'autant les possibilités de réparation.

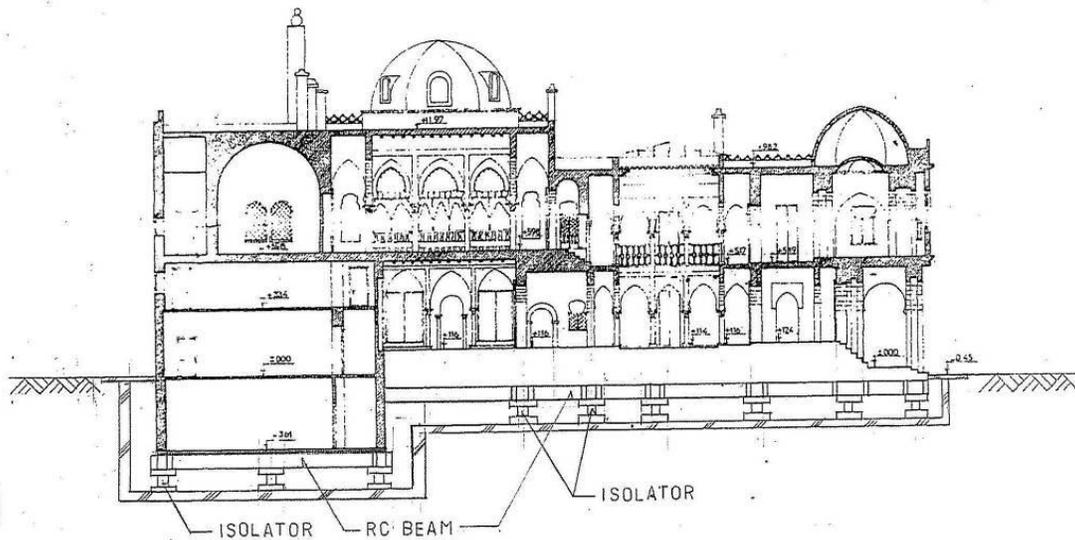
-Coût relativement élevé.

**1.3.2.8. Adoption du système d'isolement parasismique (JICA-CGS 2006)**

Cette technique est utilisée, en particulier, pour les structures à valeur patrimoniale importante (palais, musée, etc.), car le coût des travaux de renforcement est élevé (environ de 40% à 80% du coût de remplacement). C'est toutefois une méthode efficace pour ce type de structure.

Nous pouvons citer le cas du Palais du Peuple (Situé à Alger Centre), où lors de l'étude de Microzonage sismique de la Wilaya d'Alger réalisé conjointement par la JICA (Japan International Cooperation Agency) et le CGS (2005-2006), une des solutions de renforcement préconisées était la mise en place d'un système composé d'isolateurs parasismiques à amortisseur placé au niveau souterrain avec un espacement d'environ 50 à 60 cm autour de la zone d'empreinte du pied du bâtiment en considération du mouvement sismique en cas de grand séisme. Étant donné que le bloc de salle principale est équipé d'un sous-sol, l'isolateur parasismique peut être posé sur la partie supérieure du mur porteur du sous-sol ou au-dessous du niveau de sous-sol. La disposition proposée de cet isolateur est montrée dans la figure 1.20.

En règle générale, quand un bâtiment est équipé d'un système d'isolement parasismique, la réponse de l'effort sismique sera réduite d'un tiers à un cinquième.



**Figure 1.20.** Plan de renforcement par isolateurs parasismiques (Palais du peuple) (JICA-CGS 2006)

### 1.3.2.9 Renforcement par système d'amortisseurs parasismiques (Boukri et al. 2013)

Ce dispositif de renforcement est capable de contrôler la dissipation d'énergie au niveau des éléments porteurs de structures exposées aux sollicitations sismiques.

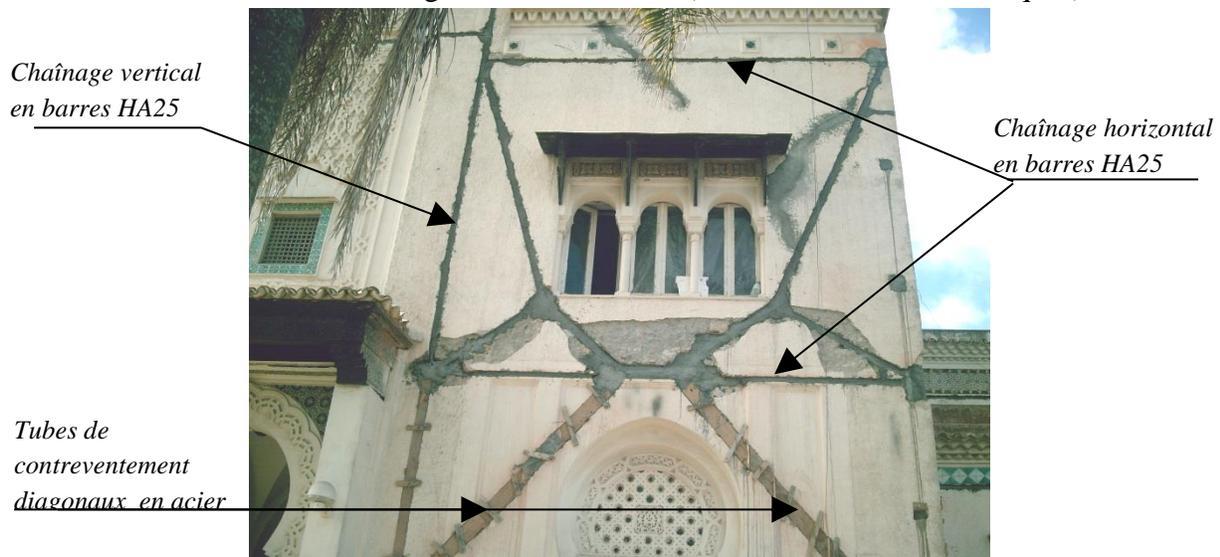
Dans le cas des structures en maçonnerie porteuse, cette solution de renforcement consiste à insérer des contreventements métalliques comportant des amortisseurs. Ces contreventements sont incorporés dans les murs porteurs. Ce système permet d'assurer une meilleure résistance aux murs et une bonne dissipation d'énergie lors d'un séisme.

Comme exemple, nous pouvons citer le cas de la résidence de l'ambassade de Finlande à Alger. La structure date du début du siècle passé (1908), elle est composée d'un RDC+2 niveaux, dont le 2ème étage s'étend sur la partie nord de la bâtisse desservant une terrasse qui occupe l'autre partie du plancher sur lequel un dôme est réalisé donnant un aspect de style mauresque à cette construction (Figure 1.21 ). La structure portante de la construction est constituée de murs porteurs périphériques et intermédiaires en pierres avec un chaînage métallique horizontal.

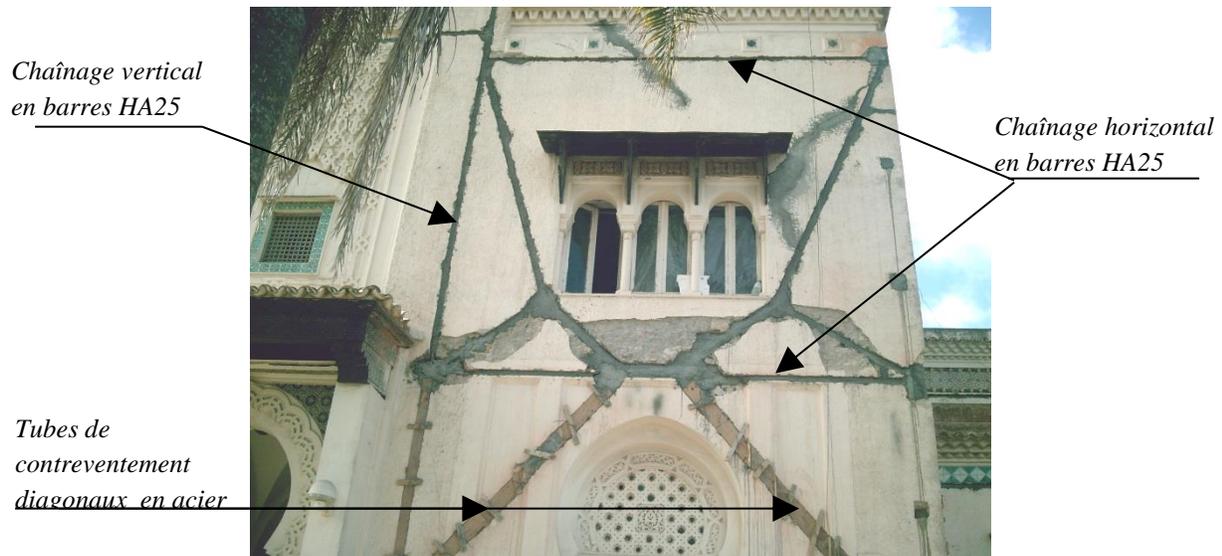


**Figure 1.21** Vue de face de la structure de la résidence de l'Ambassade de Finlande- Alger (Boukri et al. 2013)

Le système de contreventement adoptée est composé de tubes métalliques disposés en diagonales et qui sont maintenu par des chaînages verticaux et horizontaux en barres de HA25. Le chaînage vertical permet d'améliorer la liaison des murs porteurs à la base de la structure et le chaînage horizontal permet en premier lieu, d'améliorer la rigidité horizontale des planchers (hypothèse du Diaphragme), et en deuxième lieu, d'assurer la liaison des diagonaux par ces barres. Les amortisseurs (dissipateurs d'énergie) ont été placés à l'une des extrémités des barres de contreventement diagonales (tubes métalliques) (



**Figure 1.22.** .



**Figure 1.22.** Système de renforcement de la structure (Boukri et al. 2013)

Le système d'amortisseurs parasismiques utilisé est Appelé « Système DC-90 » (voir figures 1.23 et 1.24) qui permet la dissipation d'énergie dans les deux directions horizontale et verticale (Petraskovic et al. 2012).



**Figure 1.23.** Détail du renforcement par le système d'amortisseur DC-90



**Figure 1.24.** Différents amortisseurs de type « DC-90 System » (Petraskovic et al. 2012)

### 1.3.2.10. Renforcement des planchers

Pour les planchers, on peut utiliser les techniques suivantes :

#### *a. Injection*

L'injection est conseillée dans le cas où le plancher est simplement fissuré (utilisation des résines époxydes).

#### *b. Gainage*

Le gainage se fait sur toute la surface du plancher (au-dessous par projection ou au-dessus par coulage), Le support doit être préparé convenablement et les aciers nouveaux sont liés à la structure existante en respectant les conditions de dimensionnement et d'espacement.

### 1.3.2.11 Renforcement des fondations

Le renforcement des fondations est très délicat et très coûteux vu ses conditions d'exécution dans le sol :

#### *a. Renforcement des semelles isolées*

Le renforcement des semelles isolées se fait par l'augmentation de la surface de contact avec le sol en réalisant une ceinture rigide encadrant la semelle. Deux cas peuvent se présenter :

Si le poteau est renforcé par gainage : la transmission des efforts se fait de la partie gainée à la ceinture réalisée. Les armatures longitudinales du gainage du poteau et de la ceinture sont liées (recouvrement, soudure, ...).

Si le poteau n'est pas gainé ; la ceinture doit être au-dessous de la fondation existante, des profilés métalliques sont introduits pour transmettre les efforts du sol à la semelle existante.

**b. Renforcement par l'introduction de nouvelles fondations**

L'introduction de nouvelles fondations est reliée à l'introduction de nouveaux éléments dans la superstructure (voile ou élément similaire). Dans ce cas, il faut réaliser soigneusement les liaisons entre les fondations existantes et les nouvelles.

**1.3.2.12. Mesure d'urgence**

Les structures gravement endommagées sous l'effet d'une sollicitation sismique doivent être renforcées par des supports temporaires assurant la protection de la structure et la sécurité des individus (voisins, passagers, personnel réparation) contre une éventuelle réplique.

Les supports seront disposés de manière à reprendre les charges sollicitant les éléments atteints. L'étaisage vertical (des poteaux ou voiles endommagés) est disposé dans les niveaux présentant des désordres. Cependant, il est parfois nécessaire d'étaier tout l'ouvrage pour obtenir le maximum de sécurité.

**a. Etaisages vis-à-vis des charges verticales**

Le type d'étais à utiliser dépend de l'importance du chargement et de la nature des dégâts. Les modèles les plus couramment utilisés sont :

- *Etais types industriels et échafaudage*

Ils sont utilisés dans le cas des charges verticales relativement faibles ou dans le cas de faibles désordres. Ces deniers peuvent être :

Des profilés métalliques isolés, tube rond à hauteur variable dont les extrémités sont munies de plaque métallique (pour éviter le poinçonnement).

Un échafaudage métallique constitué d'un assemblage de barres.

- *Etais en bois*

Ils sont constitués de madriers et de troncs d'arbres. Ces troncs doivent avoir une section constante, une contrainte de compression élevée et ne possédant aucun défaut.

Si les étais sont disposés sur les deux faces d'un élément, ils seront reliés par des planches ou des crochets.

- *Etaisage métallique*

Il est utilisé dans le cas de chargement vertical important ou si les désordres sont très importants. Dans certain cas, ce type d'étaisage constitue un renforcement permanent de l'élément endommagé : l'exemple du gainage métallique des poteaux.

**b. Etaisage horizontal**

Ils sont au nombre de deux :

- Soutènement latéral.

- Etayage par diagonales.

#### **4. CONCLUSION**

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue les différents types de pathologies dans les constructions en béton armé, Les désordres qui sont liés à des facteurs environnementaux ou à l'âge de bâtiments et qui s'aggravent au fil du temps.

Ces pathologies doivent faire l'objet d'un bon diagnostic afin de collecter les informations pertinentes permettant de se prononcer sur leurs degrés de désordres provoqués dans les différents éléments des structures endommagées. Cela aidera au choix des méthodes de renforcement adéquates.

Lors d'un projet de renforcement parasismique, il est du ressort de l'ingénieur de choisir la solution la plus adéquate avec son système structurel, en tenant en compte, tous les facteurs externes influant et ayant causés les multiples détériorations et endommagements afin de procéder à la remise en service de la structure pour les conditions pertinentes.

Cela suppose, de la part de l'ingénieur, une grande connaissance et une maîtrise, afin d'intégrer les mécanismes généraux suivant lesquels les sollicitations sismiques produit des effets qui engendrent différents types de réponses de la structure. Notamment, en ce qui concerne la transformation, l'échange et la dissipation d'énergie.

**CHAPITRE II :**

**MÉTHODOLOGIES D'ÉVALUATION DE LA  
CAPACITÉ DES STRUCTURES EN BÉTON  
ARMÉ**

## 2.1 INTRODUCTION

Les règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003 permettent d'atteindre un niveau de sécurité acceptable pour les structures neuves situées en zone sismique. Par contre le bâti existant, et en particulier les structures en portiques en béton armé pose encore des problèmes importants de sécurité en cas de tremblement de terre violent parce la majorité d'entre eux ont été soit sous dimensionnés vis à vis des sollicitations sismiques pendant l'exécution ou bien parce que les règles de l'art n'étaient pas respectées.

Les méthodes d'analyse conventionnelle, utilisées dans la conception sismique, des constructions, et ce dans la plupart des codes, sont des méthodes statiques linéaires ou linéaires équivalentes, où les éléments structurels sont modélisés par des modèles à comportements linéaires, soumis à des forces sismiques prises des spectres de réponse réduits par un facteur de réduction de comportement sismique, mais ces méthodes, malgré leur utilisation facile, se caractérisent par des inconvénients, parmi eux les facteurs de réductions utilisés sont approximatifs, aussi ces méthodes ne prennent pas en considération la plastifications des zones critiques, ce qui en résulte le changement de distribution et le déplacement. Autrement dit, ces méthodes ne représentent pas le comportement non linéaire des éléments et par conséquent elles ne représentent pas le mécanisme de rupture. Effectivement, cela a incité les chercheurs à accorder plus d'attention aux méthodes d'analyse non linéaire.

Au cours des 40 années écoulées, le génie parasismique a avancé d'une façon considérable grâce notamment aux moyens expérimentaux améliorés, à l'avancée rapide dans le domaine informatique et au développement de nouvelles méthodes pour l'évaluation et la conception sismique des structures, certain méthodes de conception basée sur la performance, et leur méthodologie essentiellement est l'analyse statique non linéaire, plus connue sous le nom de méthode Pushover.

## 2.2. METHODES DE CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE (ASPECT REGLEMENTAIRE)

La détermination de la réponse sismique de la structure et son dimensionnement peuvent se faire par plusieurs méthodes de calcul dont le choix est en fonction à la fois du type de la structure et de la nature de l'excitation dynamique, il s'agit donc de s'orienter vers l'une des méthodes d'analyse suivantes :

### 2.2.1 Méthodes d'analyses linéaires

L'analyse linéaire des structures est l'étude de la stabilité globale de la structure sans que les éléments structuraux ne se plastifient. Les règles parasismiques algériennes (RPA 99/2003) évoquent 3 méthodes d'analyses, à savoir :

#### a) Méthode statique équivalente (analyse par forces latérales) :

Dans cette méthode pseudo-dynamique, la sollicitation sismique réelle est remplacée par un système de force statique fictif, dont l'effet est considéré comme équivalent à celui d'un tremblement de terre.

**b) Méthode d'analyse modale spectrale linéaire**

L'analyse dynamique modale spectrale s'approche probablement mieux d'une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version 2003 pour effectuer un calcul statique équivalent (Bali et Serdouk 2022).

**c) Méthode d'analyse temporelle linéaire**

Cette méthode calcule la solution de l'équation d'équilibre dynamique pour le comportement structural (force, déplacement) en fonction du temps à l'aide des caractéristiques dynamiques (masse, rigidité, amortissement) de la structure. L'action sismique est simulée à l'aide d'un accélérogramme.

Pour cette méthode, on doit justifier 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.

**2.2.2 Méthodes d'analyses non-linéaires****a) La Méthode statique Non-Linéaire (Méthode de Push over) :**

Cette méthode du calcul prend en compte le comportement post élastique de la structure et destinée à estimer la résistance des bâtiments existants pour permettre de localiser les rotules plastiques et les endommagements éventuels. La méthode Pushover qu'est reconnue maintenant et utilisée universellement (ATC 40 et FEMA 356).

Elle consiste à appliquer à la structure un système de forces de distribution donnée (proportionnellement aux forces issues de l'analyse élastique ou aux forces résultant de l'application d'une accélération uniforme sur la hauteur) et d'intensité croissante (Bali et Serdouk 2022).

**b) Méthode d'analyse dynamique non-linéaire**

Cette méthode est considérée comme une amélioration de la méthode Pushover. Elle consiste à soumettre une structure sous un ou plusieurs accélérogrammes. Son avantage principal c'est qu'elle considère les propriétés dynamiques de la structure et tient en compte les modifications de la rigidité et de la période propre sous la sollicitation dynamique (Morsli et Belabbaci 2019).

**2.3 LE COMPORTEMENT NON LINEAIRE DE LA STRUCTURE**

Lors de sollicitations exceptionnelles ou accidentelles, des contraintes supérieures à la limite élastique du matériau peuvent se produire et entraîner des déformations permanentes tandis que la structure peut continuer à résister sans s'effondrer. Nous étudions alors la stabilité globale de la structure suite à l'apparition locale de la plasticité, cette études s'appelle analyse non linéaire des structures.

### 2.3.1 Système non linéaire

Lors d'un violent séisme, les structures ne demeurent pas dans l'état élastique, par conséquent les systèmes linéaires ne représentent pas bien le comportement sismique réel des structures. La non linéarité est incontournable pour une évaluation correcte de leur réponse sismique afin d'effectuer une analyse non linéaire. Il faut tout d'abord disposer d'un modèle de comportement qui traduit la relation force-déplacement de l'élément de structure considéré en fonction de l'histoire de chargement. Un tel modèle est appelé modèle hystérétique.

### 2.3.2 Les causes des non linéarités

Diverses causes peuvent être à l'origine des non linéarités, elles peuvent être externes ou internes à la structure. Parmi les causes externes, on peut citer les forces d'amortissement qui ne sont pas de type visqueux. En fait, les forces visqueuses sont l'exception plutôt que la règle, il faut déjà considérer la non linéarité avec une simple force de frottement de type coulombien des forces associées constantes, mais change de signe en fonction des mouvements (elle s'oppose systématiquement au mouvement). Dans la réalité, les phénomènes de dissipation d'énergie sont complexes et une modélisation de type visqueux ou même coulombien n'en constitue que des approximations grossières.

Les causes internes de non linéarité sont liées au comportement de la structure en premier lieu, il s'agit de la réponse des éléments de structure lorsqu'ils sont frottement sollicités leur comportement devient plus complexe en s'éloignant d'une simple proportionnalité à la sollicitation (plastification). La description de tels comportements s'effectue par l'intermédiaire de modèles nommés modèles hystérétiques. C'est ce type de non linéarité géométrique constitue une autre cause de non linéarité interne comprimés, dans le contexte parasismique on la désigne habituellement par l'effet de (P- $\Delta$ ).

### 2.3.3 Types des non linéarités

Les non-linéarités que l'on observe peuvent se classer en deux grandes catégories : la non-linéarité géométrique et la non-linéarité matérielle.

Ces deux types de non-linéarité sont considérés lors de l'élaboration des différents logiciels d'éléments finis.

- *Non linéarité géométrique*

Cette non-linéarité est due aux déplacements mêmes de la structure. En effet, lorsque ces déplacements deviennent importants, l'équilibre du système ne peut plus être décrit dans la configuration initiale non déformée (théorie du premier ordre des déplacements) mais doit être étudié dans la configuration déformée (théorie au second ordre des déplacements). Au sein de cette catégorie, on peut distinguer les grands déplacements et les grandes rotations. La prise en compte de cette non-linéarité est fondamentale pour l'étude de stabilité de forme de pièces élancées, ou des structures élancées à nœuds déplaçables. Elle permet de prédire le niveau de charge critique pour le calcul au flambement.

- *Non linéarité matérielle*

Elle peut provenir de la loi de comportement intrinsèque du matériau (loi de comportement élasto-plastique par exemple), de la fissuration du matériau, du comportement du béton tendu entre deux fissures, du mode d'assemblage entre les poteaux et les poutres d'une structure.

## 2.4. ETAT DE L'ART SUR LES LOIS DE COMPORTEMENT DES ELEMENTS RESISTANTS

### 2.4.1. Modèle de comportement non linéaire

Afin de reproduire le comportement sismique des éléments de structure, de nombreux modèles d'hystérésis ont été proposés. Ces différents modèles se distinguent essentiellement par la qualité de leur simulation ainsi que par l'effort de programmation qui leur est associé. Dans ce qui suit, nous allons présenter quelques modèles non linéaires idéalisés. Ces modèles sont caractérisés par une loi de comportement formée par des segments de droites.

#### a. Modèle Elasto-plastique Bilinéaire

On définit deux types de modèles Elasto-Plastique bilinéaires :

- *Modèle Elasto-Plastique parfait*

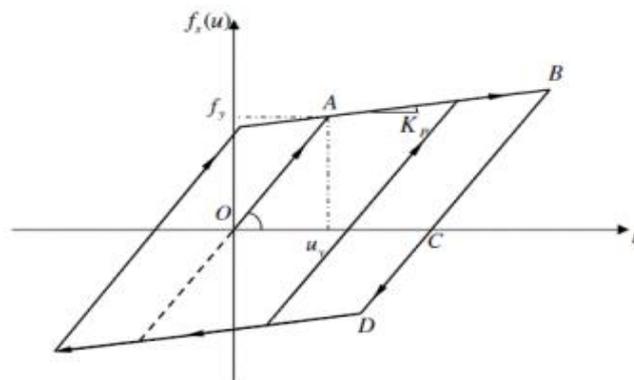


Figure 2.1 Modèle Elasto-Plastique parfait.

- *Modèle Elasto-Plastique écrouissable*

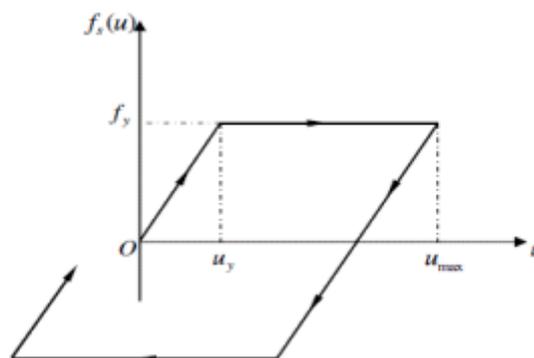
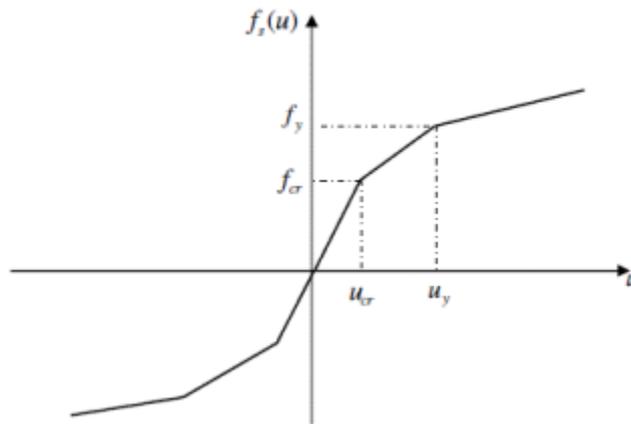
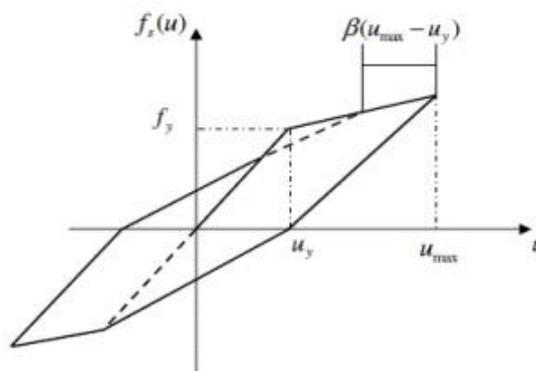


Figure 2.2 Modèle Elasto-Plastique avec écrouissage

### b. Modèle TAKEDA



### c. Modèle de TAKEDA modifié



## 2.5. LOIS DE COMPORTEMENT DU BETON ARME

La diversité des modèles proposés, pour simuler le comportement du béton, est due à il est intrinsèquement difficile de développer un modèle suffisamment fiable, représente le comportement complexe du béton et peut être facilement exploité modélisation des structures en béton armé. Ce matériau composite est constitué de deux éléments : le béton et l'acier.

- Le béton travaille principalement en compression, sa résistance en traction est assez faible. En compression, le béton peut se trouver sous deux états différents des contraintes :
  - Le premier nommé non confiné, le matériau ne se trouvant pas à l'intérieur du volume sujet à l'emprise des armatures transversales et longitudinales.
  - Le second, nommé confiné, le matériau se trouvant dans le volume d'emprise des armatures.

- L'acier est le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé, son rôle est de reprendre les efforts de traction.

### 2.5.1. Confinement du béton armé

Le confinement du béton est assuré par le ferrailage transversal, généralement sous forme de spires ou de cadres en acier étroitement espacés. Pour de faibles contraintes dans le béton, l'intervention du ferrailage transversal en tant qu'armature de confinement est non significative par conséquent le béton est considéré comme non confiné. Le béton devient effectivement confiné lorsque les contraintes développées par le noyau du béton s'approchent de la résistance uni-axiale. Les déformations transversales deviennent très importantes en raison de la fissuration interne progressive dans le béton qui s'appuie sur le ferrailage transversal, qui à son tour répond par une réaction de confinement sur le béton.

#### 2.5.1.1 Paramètres influents

La relation contrainte déformation du béton confiné dépend de plusieurs facteurs notamment :

1. Le rapport du volume d'acier transversal au volume du béton confiné, parce qu'un contenu élevé du ferrailage transversal signifiera une pression de confinement élevée.
2. La résistance élastique de l'acier transversal, parce que celle-ci donne une limite supérieure à la pression de confinement.
3. L'espacement de l'acier transversal, augmente l'efficacité du confinement et contrôle la condition de non-flambement.
4. Forme et configuration de l'armature transversale.
5. La résistance du béton, parce que le béton de faible résistance est un peu plus ductile que le béton de haute résistance.

#### 2.5.1.2 Revue sur les différents modèles analytiques

Dans la modélisation, l'une des issues les plus importantes qui doit être assurée est le modèle exact contrainte déformation de l'acier et du béton, il est presque impossible de connaître la relation exacte entre contrainte et déformation. Cependant, il est légitime d'appliquer les modèles existants, dans le but d'aboutir à des résultats proches à la réalité.

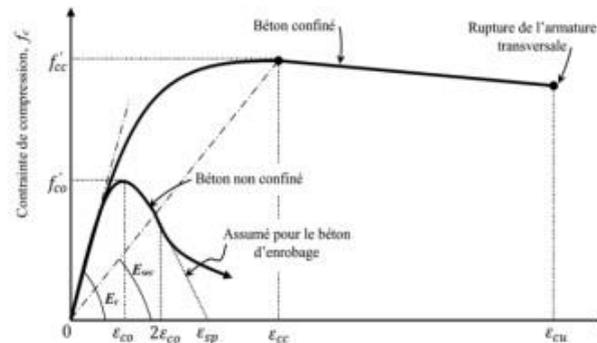
##### a) Le modèle du béton confiné

Les informations précises sur la courbe contrainte-déformation du béton confiné donnent une analyse fiable du comportement sismique des éléments de béton. Plusieurs modèles de béton confiné des sections d'éléments en béton armé sont développés par les chercheurs.

- **Modèle Mander-Priestly et Park (Mander et al. 1988)**

Le modèle de Mander et al, est couramment utilisé pour le béton confiné, il est intégré dans le programme ETABS adopté dans cette étude, il était développé en utilisant le concept de Sheikh and Uzumeri. Le modèle de Mander est applicable au béton confiné par les différents types d'armatures transversales : spirales, cerces circulaires et cadres rectangulaires. Le

modèle contrainte-déformation est illustré dans la figure 2.5. Il est basé sur l'équation proposée par Popovics 1973.



**Figure 2.5.** Modèle contrainte-déformation pour le béton confiné de Mander et al. 1988

La contrainte de compression longitudinale dans le béton  $f_c$ , pour un taux de déformation quasi-statique et un chargement monotone, elle est donnée en fonction de la déformation de compression  $\varepsilon_c$  selon la formule suivante :

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r-1+x^r} \quad (2.1)$$

$f'_{cc}$  : Résistance à la compression du béton confiné.

La variable  $x$  est donné comme suit :

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.2)$$

Où :

$\varepsilon_c$  : Déformation de compression longitudinale du béton.

La déformation correspondant à la contrainte maximale du béton  $f'_{cc}$  est donnée comme suit

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (2.3)$$

Où

$f'_{c0}$  et  $\varepsilon_{c0}$  sont la résistance du béton non confiné et la déformation correspondante respectivement (généralement peut être supposée  $\varepsilon_{c0}=0.002$ ). Le variable  $r$  est donné par la relation suivante :

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.4)$$

Où

$E_c$  est le module d'élasticité du béton, et  $E_{sec}$  est le module sécant du béton confiné correspondant à la contrainte au pic, il est donné par la relation suivante :

$$E_{\text{sec}} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.5)$$

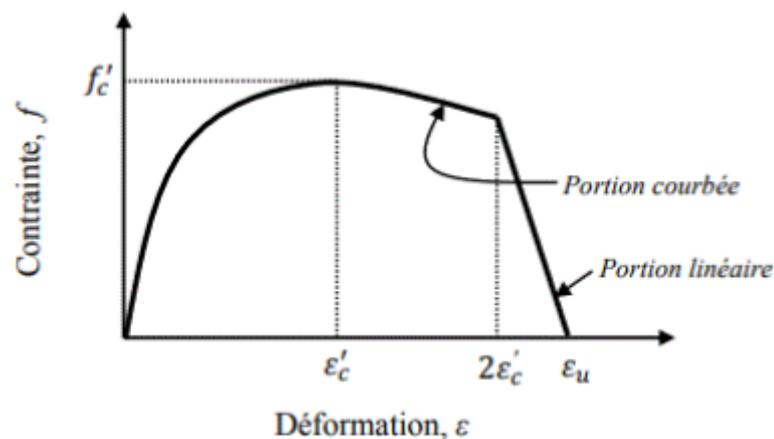
Pour le diagramme contrainte-déformation du béton non confiné où  $\varepsilon_c > 2 \varepsilon_{c0}$ , le comportement du béton d'enrobage est supposé linéaire atteignant le point de contrainte zéro pour une déformation  $\varepsilon_{sp}$  correspondant à l'éclatement du béton comprimé.

### b) Le modèle du béton non confiné

Le comportement du béton non confiné qui représente le béton d'enrobage, est différent du comportement du béton confiné, qui représente le béton de noyau, pour un élément structurel en béton armé.

- **Modèle de Mander** (Abou Chakra 2016)

Le modèle de Mander est un modèle intégré dans le programme ETABS 20.1, afin de décrire la relation contrainte-déformation de béton non confiné. Cette courbe se compose aussi d'une partie incurvée et d'une partie linéaire comme le montre la figure 2.6.



**Figure 2.6.** Modèle de Mander de contrainte-déformation pour le béton non confiné

L'équation suivante décrit la partie incurvée à la courbe lorsque  $\varepsilon_c \leq 2\varepsilon'_c$

$$f = \frac{f'_c x^r}{r - 1 + x^r} \quad (2.6)$$

Où :

$f$  : la contrainte de béton.

$\varepsilon_c$  : la déformation de béton.

$f'_c$  : la résistance à la compression du béton.

$\varepsilon'_c$  : la déformation de compression du béton à  $f_c$ .

En ce qui concerne la partie linéaire de la courbe lorsque  $2\varepsilon'_c < \varepsilon_c \leq \varepsilon_u$ , elle est décrite par l'équation suivante :

$$f = \left( \frac{2f'_c r}{r - 1 + 2r} \right) \left( \frac{\varepsilon_u - \varepsilon_c}{\varepsilon_u - 2\varepsilon'_c} \right) \quad (2.7)$$

Où :

$\varepsilon_c$  : la capacité ultime de déformation de béton.

Les variables x et r sont décrites par les équations suivantes :

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c} \quad (2.8)$$

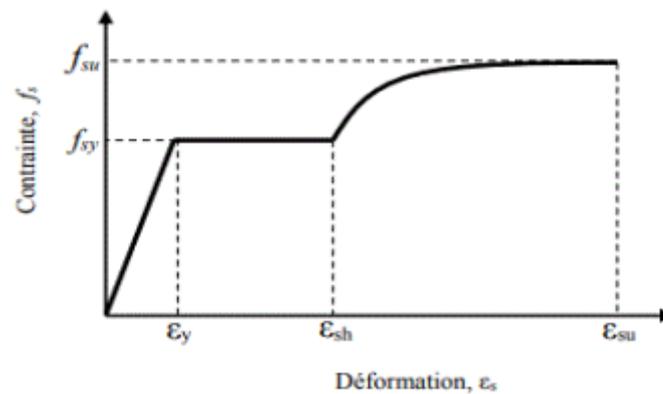
$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f'_c}{\varepsilon'_c}} \quad (2.9)$$

Où :

$E_c$  : le module initial d'élasticité de Young.

#### a) Lois de comportement de l'acier

Nous présentons ci-dessous le modèle de Park (Park and Pauley 1975), pour définir les lois de comportement de l'acier



**Figure 2.7.** Diagramme contrainte déformation de Park pour l'acier.

Avec :

$\varepsilon_y$ : Déformation limite élastique de l'acier.

$\varepsilon_{sh}$  : Déformation de l'acier correspondant au début de l'écroutissage.

$\varepsilon_{su}$ : Déformation ultime de l'acier.

$f_{sy}$ : Contrainte limite élastique de l'acier.

$f_{su}$ : Contrainte ultime de l'acier.

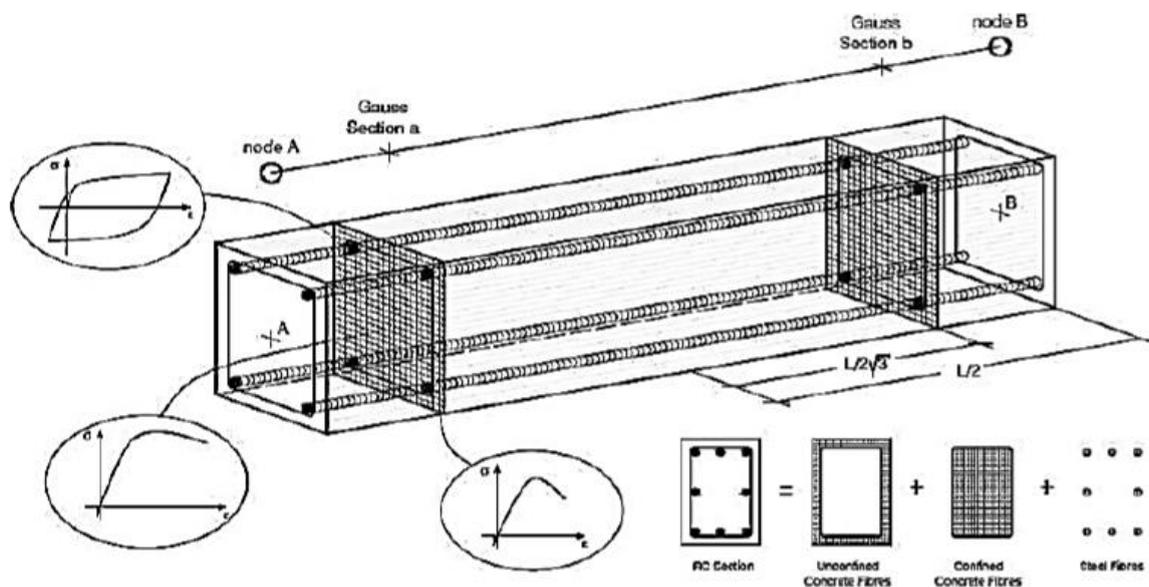
$E_s$ : Modules d'élasticité de l'acier

## 2.6. SECTION FIBRE

La discrétisation des sections en fibres offre la possibilité de décrire la réponse complexe des éléments structuraux. Par l'intégration de la réponse inélastique du matériau, ce qui est relativement bien établi pour les matériaux métalliques homogènes et pour les matériaux à base de fibres et moins bien établie pour les matériaux cimentaires inhomogènes. Cette approche permet également d'inclure les contraintes résiduelles dans les éléments en acier et de la déformation ou de la fissuration progressive des éléments de structure.

La section rectangulaire en béton armé (RC) qui est le type le plus commun pour les éléments structuraux, cette section se compose de deux matériaux : l'acier d'armature et le béton.

Cette approche suppose que les barres d'armature sont modélisées individuellement. A cet égard, deux zones au comportement mécanique différent sont présentes, le béton de couverture non confiné et le béton de noyau confiné, dont le comportement mécanique dépend principalement de la quantité et des propriétés des armatures longitudinales et transversales (voir figure 2.8).



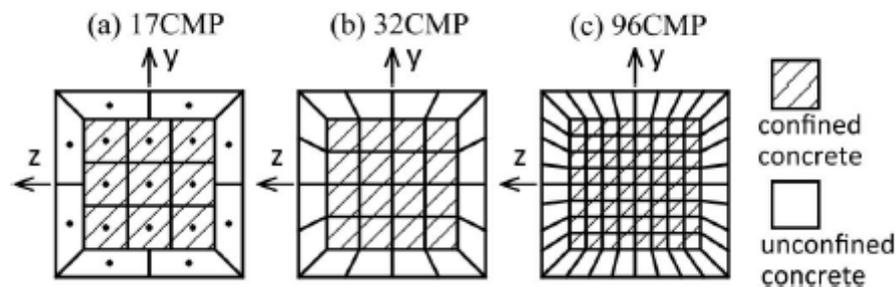
**Figure 2.8.** Modélisation multifibre (Ceresa et al., 2007 ; Morsli et Belabbaci 2019).

Les schémas de discrétisation pour une section RC typique utilisent des fibres de taille uniforme dans une disposition régulière pour le noyau de béton et la couverture séparément, comme illustré dans la figure 2.9.

(a) Modèle 17CMP avec  $3 \times 3$  fibres dans le noyau et deux fibres de chaque côté pour la couverture.

(b) Modèle 32CMP avec  $4 \times 4$  fibres dans le noyau et quatre fibres de chaque côté pour la couverture.

(c) Modèle 96CMP avec  $8 \times 8$  fibres dans le noyau et huit fibres de chaque côté pour la couverture, où CMP signifie pour "concrete midpoint integration".



**Figure 2.9** La discrétisation de la section en fibre (Svetlana et al. 2012)

La discrétisation plus fine est également nécessaire pour une estimation plus précise de la rigidité initiale de l'élément, qui joue un rôle important dans les études de réponse dynamique. (Svetlana et al. 2012)

## 2.7. DÉFINITION DE L'ANALYSE STATIQUE NON LINÉAIRE (PUSHOVER)

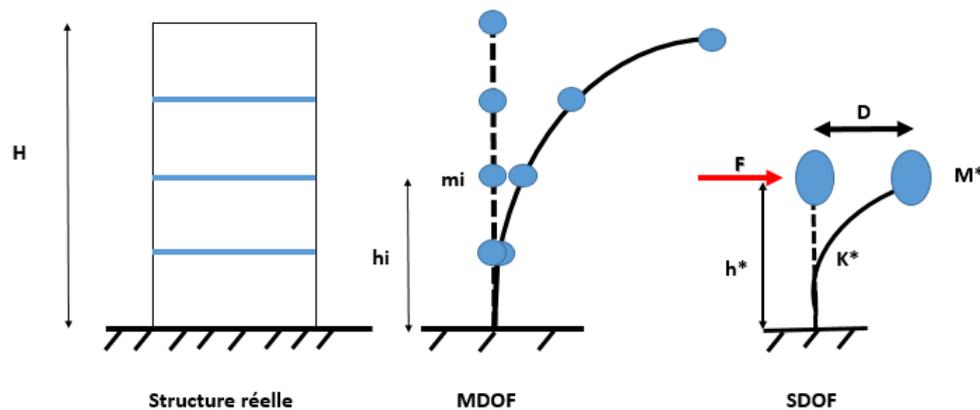
La méthode statique non linéaire par poussée progressive (Pushover) est une solution intermédiaire partielle et relativement simple d'un problème complexe de la prédiction des exigences de forces et de déformations imposées à la structure et à leurs éléments par un mouvement sévère du sol, le terme important est statique et analyse. Statique implique qu'une méthode statique est utilisée pour représenter un phénomène dynamique, une représentation qui peut être adéquate dans de nombreux cas, mais qui est parfois vouée à l'échec. L'analyse implique qu'une solution du système a déjà été créée et que le Pushover est utilisé pour évaluer la solution et la modifier au besoin.

L'analyse statique non linéaire (Pushover) destiné pour l'évaluation des performances sismiques des structures existantes et nouvelles vis-à-vis du séisme est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure MDOF (multi-degree of freedom) peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent SDOF (single degree of freedom). (voir figure 2.10), et ce dernier fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et la forme de ce mode reste constante pendant la durée du séisme. (Chopra and Goel 2002 ; Krawinkler et al. 1998).

La méthode d'analyse statique non linéaire pushover est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible. L'analyse pushover consiste en une série d'analyses élastiques, superposées pour approximer une courbe de capacité ou courbe effort tranchant à la base – déplacement au sommet.

La première étape est d'appliquer la force gravitaire et latérale qui découle d'une loi de comportement du type bilinéaire ou tri-linéaire, la charge latérale est augmentée d'une manière itérative jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément (apparition de

rotule plastique). En prenant en compte le nouvel état d'équilibre dû à la diminution de la raideur, le processus continu jusqu'à avoir un déplacement limite au sommet de la structure ou jusqu'à une instabilité.



**Figure 2.10** La transformation de système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté

### 2.7.1 But de l'analyse Pushover

Le but de l'analyse Pushover est d'évaluer la performance espérée d'une structure, en estimant ses demandes en résistances et en déformations lors d'un séisme. Cette analyse est basée sur l'évaluation des paramètres de performances les plus importants (déplacements entre les niveaux, déformations inélastiques dans les éléments structuraux, les déformations entre les éléments, les forces dans les éléments et les assemblages).

Cependant, la Pushover peut être considérée comme une méthode de prédiction des demandes en termes de forces sismiques et de déformation, qui tient compte de la redistribution des forces internes, lorsque la structure est soumise à des forces d'inertie qui ne peuvent être estimées ou résistées par le comportement linéaire. L'analyse statique non linéaire est supposée donner des informations sur beaucoup de caractéristiques de la réponse, qui ne peuvent être obtenues à partir d'une analyse élastique ou dynamique linéaire (analyse modale) (BSSC 1997) ; à savoir :

- Les demandes réalistes en termes de forces dans les éléments potentiellement fragiles (demandes en forces axiales pour les poteaux, demandes en moments pour les poteaux - poutres, demandes en cisaillements dans les poutres rigides. . .).
- Estimation des demandes en déformations.
- La conséquence de la détérioration de la rigidité des éléments individuels sur le comportement global de la structure.
- Identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformations sont supposées être trop élevées.
- Identification des discontinuités de résistances en plan ou en élévation dues aux modifications caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.
- Estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des

résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et pour évaluer l'effet P-Δ.

### 2.7.2 Limitation de la méthode

La méthode statique non linéaire présente plusieurs limitations (Krawinkler et al. 1998) :

- Elle est approximative en nature et basée sur le chargement statique.
- Cette analyse ne prend en compte les effets des modes supérieurs. En outre, la réponse est contrôlée par le mode fondamental qui reste constant pendant tout l'historique de la réponse, bien que cette hypothèse soit incorrecte.

### 2.7.3 Paramètres de l'analyse Pushover

Afin de réaliser une analyse statique non linéaire, il est nécessaire de connaître ce que signifient certains paramètres.

#### 2.7.3.1 La distribution de la force latérale

Pour évaluer la performance, la forme de la force latérale doit être un paramètre à prendre en considération, car elle a pour but de représenter et de borner la distribution des forces d'inertie lors d'un séisme, du fait qu'un modèle seul de la force n'est capable de capturer les variations dans les demandes locales espérées dans une conception parasismique (Moghaddam et al. 2006). FEMA 356 décrit la force latérale comme suit :

- **Distribution du mode fondamental**

$$S_j = m_j \Phi_j \quad (2.10)$$

Où  $m_j$  est la masse et  $\Phi_j$  la valeur du mode propre à l'étage  $j$  ;

- **Force latérale équivalente (Distribution verticale des forces sismiques)**

$$C_{wx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (2.11)$$

Avec :

$$k = \begin{cases} 1 & \text{pour } T \geq 0.5 \\ 2 & \text{pour } T \geq 2.5 \end{cases} \quad (2.12)$$

$C_{vx}$  : La force latérale.

$W_i$  : fraction du poids total de la structure assignée au niveau "i".

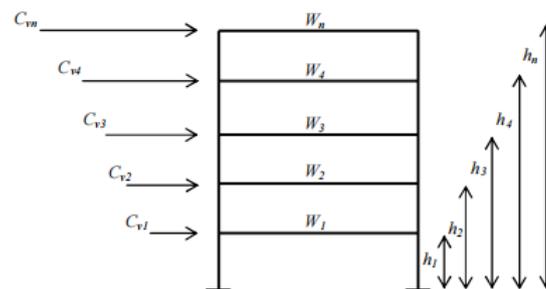
$W_x$  : fraction du poids total de la structure assignée au niveau "x".

$h_i$  : hauteur de la base jusqu'au niveau "i".

$h_x$  : hauteur de la base jusqu'au niveau "x".

Une approximation linéaire sera faite pour les valeurs intermédiaires de T.

La figure 2.11 représente un schéma explicatif des différents paramètres de la force latérale équivalente.



**Figure 2.11** Distribution verticale de la charge latérale selon FEMA 356

- **Distribution uniforme**

Dans cette forme de distribution, la force est égale à la masse du niveau considéré.

$$C_{vx} = m_{mx} \quad (2.13)$$

- **Distribution par la superposition quadratique (SRSS)**

La distribution est définie par les forces latérales calculées à partir des efforts tranchants par niveaux déterminés par une analyse spectrale, supposée être élastique et linéaire.

### 2.7.3.2 Concept de la rotule plastique

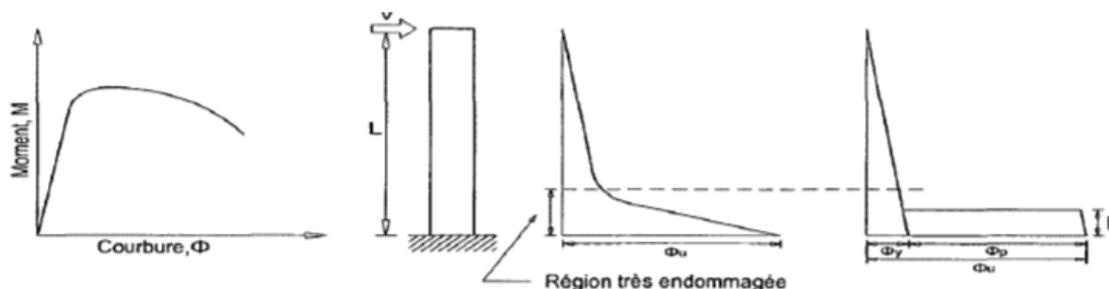
La rotule plastique est une extension du concept ductile dans les structures qui résistent à la force sismique, l'énergie est dissipée par la déformation plastique des zones spécifiques à l'extrémité de l'élément sans la rupture du reste de la structure.[17]

La zone non élastique à l'état ultime, peut être remplacée par un rectangle équivalent avec la même surface pour la distribution effective de la flexion non élastique. Le rectangle équivalent est  $(\phi_y - \phi_u)$  de hauteur et de largeur  $L_p$ , où  $\phi_y$  est la valeur de la courbure à la limite élastique, et  $\phi_u$  est la valeur de la courbure ultime,  $L_p$  est égale à la longueur de la rotule plastique quand la courbure plastique est considérée constante. La rotation de la rotule plastique à la section critique peut s'écrire comme suit :

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y)l_p \quad (2.14)$$

- **Longueur de la rotule plastique**

La détermination de la longueur de la rotule plastique prend en considérations plusieurs facteurs, parmi eux la valeur de chargement appliquée et les caractéristiques mécaniques de béton et des armatures longitudinales et transversales.



**Figure 2.12.** Définition de la longueur de la rotule plastique (Park et Paulay, 1975).

Plusieurs expressions ont été proposées pour déterminer la longueur d'articulation plastique équivalente des poutres et des poteaux ( $L_p$ ) ; certaines de ces expressions sont résumées comme suit :

*Corley 1966:*

$$L_p = 0.5d + 0.2\sqrt{d} \left( \frac{z}{d} \right) \quad (2.15)$$

*Mattock 1967:*

$$L_p = 0.5d + 0.05z \quad (2.16)$$

*Priestley and Park 1987:*

$$L_p = 0.08z + 0.022d_b f_y \geq 0.044d_b f_y \quad (2.17)$$

*Panagiotakos and Fardis 2001:*

$$L_p = 0.08z + 0.022d_b f_y \geq 0.044d_b f_y \quad (2.18)$$

*FEMA 356 :*

$$L_p = 0.5 \times d \quad (2.19)$$

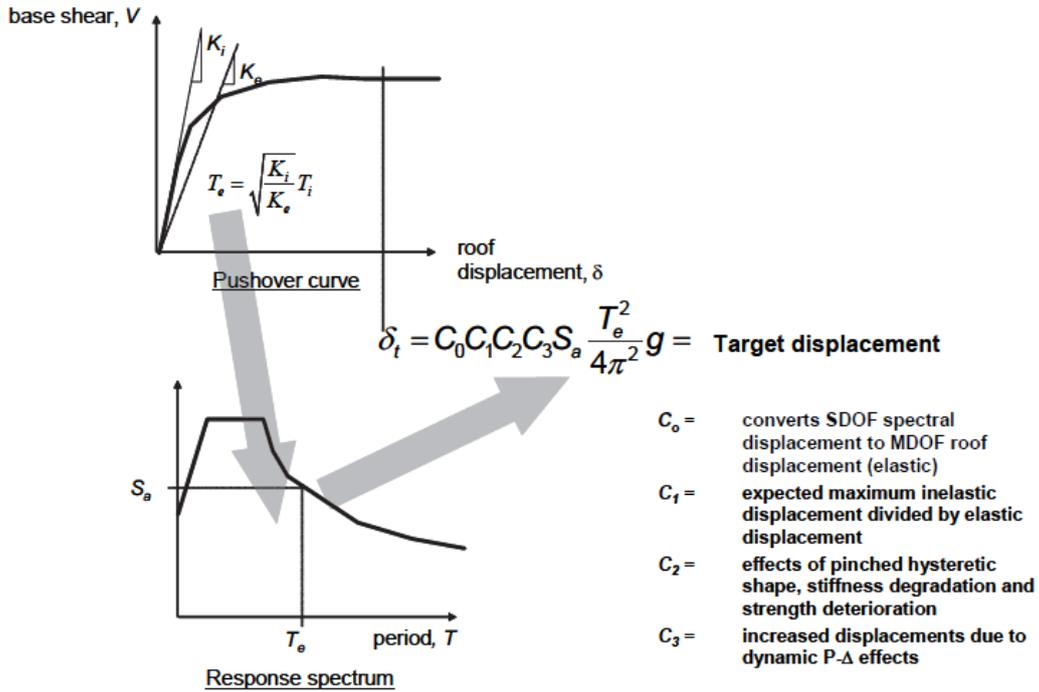
d : La hauteur de section

Dans le cadre de ce mémoire, on adopte la longueur de la rotule plastique en utilisant l'équation qui est proposée par FEMA 356. Elle est moins précise, mais plus simple.

### 2.7.3.3 Le déplacement cible

Le déplacement cible décrit dans la méthode de spectre de déplacement (FEMA 356 et FEMA 440) est le déplacement au sommet au centre de masse de la structure qui est donc relié au déplacement d'un système à un seul DDL équivalent. Ce déplacement permet de

relier les résultats de l'analyse Pushover « offre de déformation » à « la demande de déformation».



**Figure 2.13.** Schéma illustrant le processus par lequel la méthode du coefficient de modification du déplacement est utilisée pour estimer le déplacement cible (FEMA 356)

Le déplacement cible dépend essentiellement du caractère non linéaire du comportement, il s'écrit sous la forme (FEMA 356) :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \cdot \frac{T_e^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot g \tag{2.16}$$

Où,  $T_e$  est la période fondamentale effective en (s) du bâtiment dans la direction étudiée,  $S_a$  est l'accélération du spectre de réponse en (m/s<sup>2</sup>) et  $g$  l'accélération de la pesanteur. Les facteurs correctifs  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  sont définis comme suit :

Le facteur  $C_0$  est le facteur de modification pour relier entre le déplacement spectral et le déplacement de toit. Les valeurs de  $C_0$  données dans le tableau 2.1.

**Tableau 2.1 : Valeurs du facteur de modification  $C_0$**

Nombre d'étages	Facteur de modification <sup>1</sup>
1	1,0
2	1,2
3	1,3
5	1,4
+10	1,5

<sup>1</sup>: L'interpolation linéaire doit être utilisée pour calculer les valeurs intermédiaires

Le facteur  $C_1$ , est le facteur de modification pour relier entre les déplacements inélastiques maximaux prévus et les déplacements calculés pour la réponse élastique linéaire :

$$\begin{cases} C_1 = 1 & \text{Pour } T_e \geq T_s \\ C_1 = \frac{1+(R-1) \times \frac{T_s}{T_e}}{R} & \text{Pour } T_e < T_s \end{cases} \quad (2.17)$$

$T_s$  : Période caractéristique du spectre de réponse, définie comme la période associée à la transition du segment d'accélération constante du spectre au segment de vitesse constante du spectre. (Voir paragraphe 3.3.3.3.2 FEMA 356)

$R$  : Rapport entre la demande de résistance élastique et le coefficient de résistance calculé.

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m \quad (2.18)$$

Où,  $W$  est la charge permanente totale et la charge d'exploitation prévue.  $V_y$  est déterminée en utilisant l'analyse Pushover, où la courbe de capacité Pushover est définie par une relation bilinéaire (voir figure 2.14).

$S_a$  : Accélération du spectre de réponse, à la période fondamentale effective du bâtiment dans la direction considérée,  $g$ .

$g$  : accélération gravitaire ( $m/s^2$ ).

$C_m$  : Facteur de masse effective (tableau 2.2).

**Tableau 2.2 : Valeurs du facteur de modification  $C_m$**

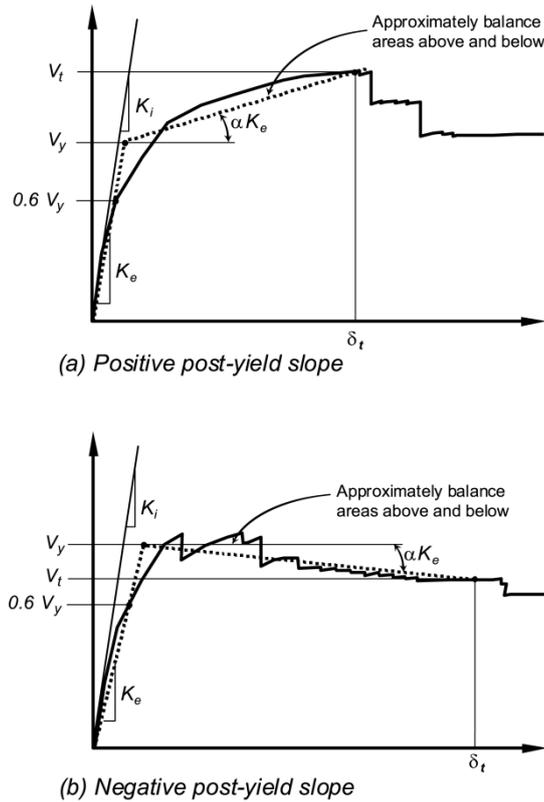
Nombre d'étages	Portique en BA	Voile en BA
1-2	1.0	1.0
3+	0.9	0.8

$C_m$  doit être prise égal à 1, si la période fondamentale  $> 1.0$  s

$C_2$  est le facteur de modification pour représenter l'effet de la forme hystérétique pincée, de la dégradation de la rigidité et de la détérioration de la résistance sur la réponse de déplacement maximale.

**Tableau 2.3: Valeurs du facteur de modification  $C_2$**

Niveau de performance des structures	T=0,1 seconde		T $\geq T_0$ seconde	
	Type 1	Type 2	Type 1	Type 2
Occupation immédiate (IO)	1,0	1,0	1,0	1,0
Limite de service (LS)	1,3	1,0	1,1	1,0
Prévention de ruine (CP)	1,5	1,0	1,2	1,0



**Figure 2.14.** Courbe de capacité force-déplacement idéalisée (bi-linéaire)

Le facteur  $C_3$ , est le facteur de modification pour représenter les effets de P- $\Delta$  croissants (FEMA 356 ; FEMA 440) :

- Pour les bâtiments à rigidité positive après la plastification (voir figure 2.14),  $C_3 = 1$ .
- Pour les bâtiments à rigidité négative après la plastification,  $C_3$  est calculé en utilisant l'équation suivante (FEMA 356) :

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{3/2}}{T_e} \tag{2.19}$$

Où,  $\alpha$  est le rapport entre la rigidité après la plastification et la rigidité élastique effective. Les valeurs de  $C_3$  ne doivent pas dépasser ce qui suit (FEMA 356) :

$$C_3 = 1,0 \quad ; \text{pour } \theta_m \leq 0,1 \tag{2.20}$$

$$C_3 = 1,0 + 5 \cdot (\theta_m - 0,1) \quad ; \text{pour } \theta_m \geq 0,1$$

Où  $\theta_m$  la valeur maximale de  $\theta_i$  pour tous les étage, où  $\theta_i$  est donnée par :

$$\theta_i = \frac{P_i d_i}{V_i h_i}$$

Où  $P_i$  est la partie du poids total de la structure au niveau de l'étage  $i$ ,  $V_i$  est l'effort tranchant latéral total dans la direction étudiée à l'étage  $i$  en raison du séisme en supposant que la structure reste élastique.

$h_i$  est la hauteur de l'étage " $i$ ", et  $d_i$  est le dérivé latéral dans l'étage " $i$ ", dans la direction étudiée, à son centre de rigidité, en utilisant les mêmes unités que pour mesurer  $h_i$ .

La période fondamentale effective du bâtiment  $T_e$  dans la direction étudiée est calculée en utilisant la courbe pushover.

La relation non linéaire entre l'effort tranchant à la base et le déplacement du nœud cible est remplacée par une relation bilinéaire pour estimer la rigidité latérale effective  $K_e$  du bâtiment dans la direction étudiée, et l'effort tranchant à la plastification  $V_y$ . La rigidité latérale effective est prise comme la rigidité sécante calculée à l'effort tranchant à la base égale à 60% de la résistance plastique (limite d'élasticité), comme illustré dans la figure 2.14.

La période fondamentale effective  $T_e$  est calculé comme suite :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.22)$$

Où,  $T_i$  la période fondamentale élastique dans la direction étudiée calculée par l'analyse dynamique élastique, et  $K_i$  représente la rigidité latérale élastique du bâtiment dans la direction considérée.

#### 2.7.3.4 Courbes de capacité

La réponse des structures est traduite par des courbes de capacité obtenues à l'aide de la technique de poussées progressives (push-over) (voir figure 2.15).

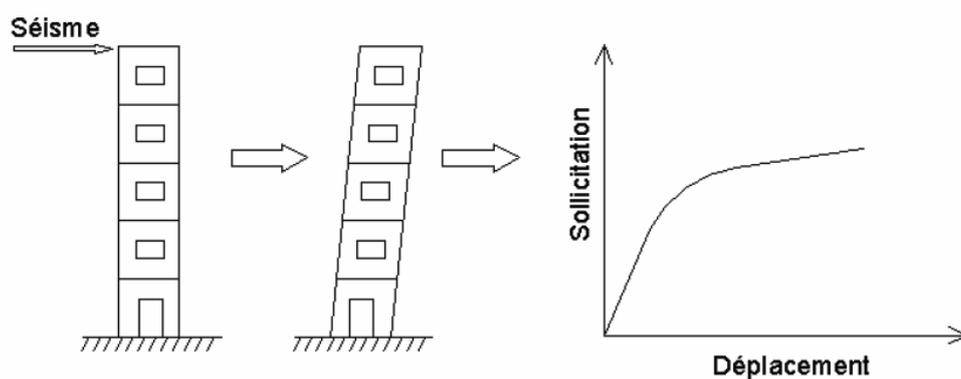


Figure 2.15 : La représentation physique des courbes de capacité

Les courbes de capacité expriment la relation entre le déplacement latéral total au sommet d'une structure, à titre d'exemple, et la force sismique latérale appliquée dont la résultante correspond à l'effort tranchant à la base (voir figure 2.16). Cette courbe définit donc la performance de la structure jusqu'à la rupture. Elle est obtenue à l'aide de modèles mathématiques des caractéristiques géométriques et mécaniques d'une structure, d'une part, et par une analyse statique non linéaire en appliquant une force latérale incrémentale jusqu'à atteindre un certain état limite, d'autre part (Hazus 2004 ; ATC-40 1996 ; Kircher et al. 1997). Cette courbe est formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie d'une phase non linéaire qui correspond à la formation des rotules plastiques de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (voir figure 2.16).

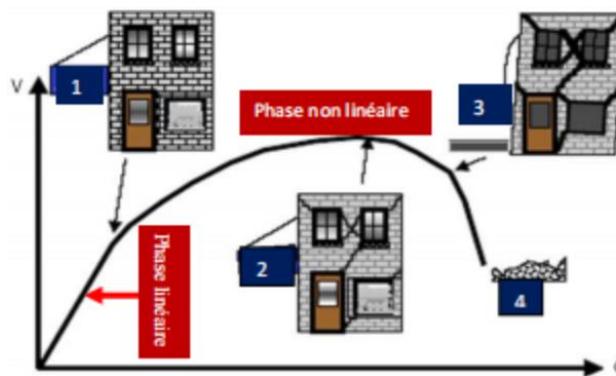


Figure 2.16. Courbe de capacité

La courbe de la figure 2.16 peut être décomposée en quatre parties (états d'endommagement)

- La partie (1) représente le comportement élastique de la structure.
- La partie (2) représente l'endommagement mineur susceptible de se développer dans la structure.
- La partie (3) représente l'endommagement avancé de la structure.
- Enfin, la partie (4) représente l'effondrement de la structure.

### 2.7.3.5. Niveaux de performance

Les guides FEMA 356 ainsi que l'ATC-40 définissent 5 niveaux de performance (voir figure 2.17), à savoir :

#### **Le niveau IO (Immediate Occupancy) :**

Le bâtiment reste stable et habitable ; les réparations sont mineures.

#### **Le niveau LS (Life Safety) :**

La structure est toujours stable avec des dommages permanents localisés et non structuraux.

#### **Le niveau CP (Collapse Prevention) :**

La stabilité de la structure est mise en cause avec des dommages coûteux pour la réparation.

### Etat de ruine :

La structure est très endommagée et ne peut supporter une autre action sismique, la résistance résiduelle permet uniquement à supporter les charges gravitaires. La majorité des éléments non structuraux sont en ruine.

### Endommagement sévère :

La structure a subi un endommagement significatif, sa résistance se trouve réduite, des déformations permanentes y existent et sa réparation est coûteuse.

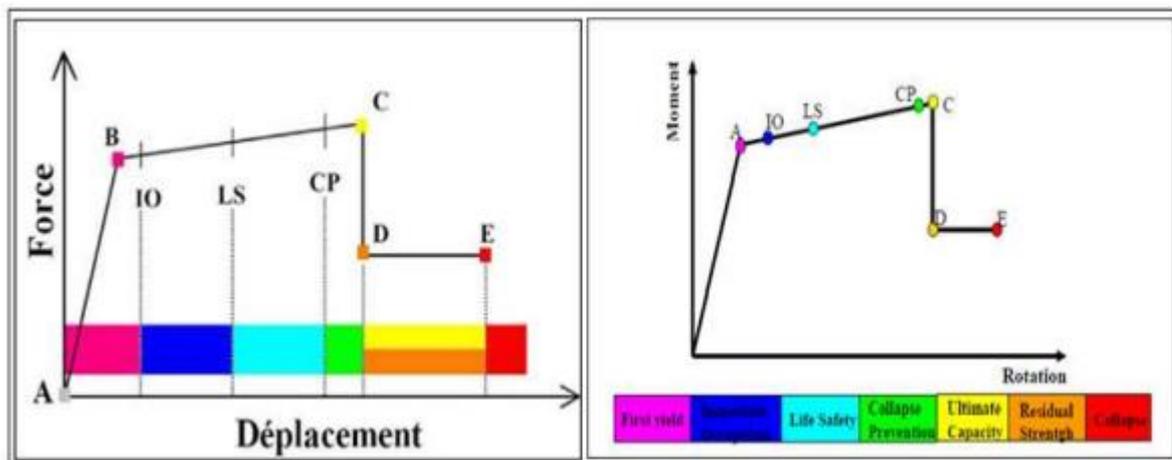


Figure 2.17. Représentation de la courbe de capacité selon FEMA 356

Les trois critères d'acceptation **IO**, **LS** et **CP** sont définis en fonction des niveaux de déformation de la rotule plastique. Ces critères d'acceptation définissent les niveaux de performance des rotules plastiques.

## 2.8 CONCLUSION

Ce chapitre a permis de présenter les diverses facettes se rapportant au comportement non linéaire des structures. A cet effet ce comportement peut être analysé à travers la méthode d'analyse statique non linéaire par poussée progressive (PUSHOVER) qui se présente comme une solution relativement simple d'un problème complexe de la prédiction des exigences de force et de déformation imposées à la structure et à leurs éléments par une sollicitation sismique.

Cette méthode permet de traduire le comportement des structures analysées à résister au séisme, par une courbe de capacité qui représente l'effort tranchant à la base de la structure en fonction du déplacement de cette dernière et dont 4 états de dommages sont définis.

Plusieurs modèles analytiques développés par d'imminents chercheurs ont été aussi investigués dans ce chapitre afin d'approcher le plus possible du comportement réel des éléments de structure.

## **CHAPITRE III :**

### **PRÉSENTATION DE LA STRUCTURE ÉTUDIÉE ET VÉRIFICATIONS VIS-A-VIS DES RÈGLES PARASISMIQUES ALGÉRIENNES EN VIGUEUR (RPA99/2003)**

### 3.1 INTRODUCTION

Le 21 Mai 2003 à 18h44 G.M.T, une secousse tellurique de magnitude Mw 6,8 a ébranlé la région centre de l'Algérie où plusieurs wilayas ont été touchées : Alger, Boumerdès, Tizi-Ouzou, Bouira et Blida (Belazougui 2008). Le choc principal a été ressenti dans un rayon de 300 Km, jusqu'aux îles Baléares. Ce séisme est parmi les plus violents qui ont secoué la région méditerranéenne et le plus important événement touchant la région d'Alger depuis 1716 (Boukri 2014).

Le choc principal a été suivi, dans les jours suivants, par des centaines de répliques qui ont été enregistrées avec des magnitudes variant de 3 à 4, sans toutefois dépasser une magnitude de Mw = 5.8 (27.05.2003) (Belazougui 2008). Les stations du réseau accélérométrique du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS) installées dans la région ont enregistré le choc principal et les principales répliques.

Des dégâts matériels et corporels importants ont été enregistrés à Boumerdès ville, Dellys, Zemmouri, Corso, Réghaia, Boudouaou, Bordj El Bahri, et d'autres localités encore.

Dans la ville de Boumerdès, plusieurs bâtiments en béton armé ont été endommagés, à l'instar de ceux de la cité Ibn Khaldoune (1200 logements). A cet effet, nous avons sélectionné un bâtiment parmi ceux endommagés et qui a fait l'objet d'un renforcement post-sismique, afin d'appliquer la méthode statique non linéaire avec sa morphologie d'origine et de proposer des techniques de renforcement judicieuses.

Ce présent chapitre porte sur la vérification, selon les exigences des règles RPA 99 version 2003, du bâtiment sélectionné qui est composé d'un RDC+05 en forme régulière à usage d'habitation.

### 3.2 PRESENTATION DE LA STRUCTURE

Le bâtiment faisant l'objet de ce travail est constitué d'un RDC plus 05 étages à usage d'habitation contreventés par des portiques auto-stables (Système poteaux- poutres) en béton armé. Il est situé à la Cité Ibn Khaldoune « 1200 logements » dans la commune de Boumerdès, où des dommages significatifs ont été enregistrés au lendemain du séisme ayant ébranlé les régions de Boumerdès et d'Alger, le soir du 21 Mai 2003.



**Figure 3.1.** Photo réelle d'un bâtiment de la cité Ibn Khaldoune «1200 logements» à Boumerdès

### 3.2.1. Systèmes constructifs de la cité Ibn Khaldoune

La cité Ibn Khaldoune, plus connue sous le nom de la cité des 1200 logements (voir figure 3.2) a été réalisée à la fin des années 1970 avant la parution du 1er code parasismique Algérien, RPA 1981. Le système structurel est constitué de portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie de briques. Elle comporte 54 immeubles de 5 étages (15 m de hauteur), formés de 1 à 4 blocs, séparés par des joints de faible épaisseur ( $e \leq 1\text{cm}$ ), dont le total des blocs est de l'ordre de 121 (Boukri 2014).

Le système structural se compose d'éléments auto-stables (poteaux-poutres) en béton armé. Les blocs présentent 2 variantes, avec une même largeur de 12 m, composées de 2 trames et deux longueurs, 18m (5 trames) et 21.8m (6 trames).

Les dimensions des éléments porteurs verticaux du bâtiment étudié sont de 20cmx40cm pour les poteaux de rives et 20cmx50cm pour les poteaux centraux. Les poutres de dimensions 20cmx40cm sont disposées parallèlement à la grande dimension des poteaux, tandis que dans l'autre sens, les poutres ont des dimensions de 40cmx20cm noyées dans le plancher et disposées transversalement uniquement sur les poteaux de rives. La maçonnerie de remplissage externe est réalisée en deux panneaux de briques dans le plan des portiques. (Boukri 2014).



**Figure 3.2.** Image Satellite Quick-bird montrant les 2 cités «Ibn Khaldoun» et «800 logements » prise le 22/04/2002 (Avant le séisme de Boumerdès du 21.05.2003) (Boukri 2014)

### 3.2.2. Dommages post-sismiques

Le tableau 3.1 résume le pourcentage des dommages occasionnés dans la cité Ibn Khaldoun suite au séisme du 21.05.2003.

**Tableau 3.1** : Pourcentage des dommages de la cité Ibn Khaldoun

Cité Ibn Khaldoun (RC1-M Précode)					
Niveau de dommage	D1	D2	D3	D4	D5
Nombre de blocs	46	8	15	36	16
Pourcentage de dommages	38.02%	6.61%	12.40%	29.75%	13.22%

La figure ci-dessous montre la classification des dommages du bâti des deux cités après le séisme du 21.05.2003.



**Figure 3.2.** Répartition des dommages dans la cité Ibn Khaldoun (1200 logements)



**Figures 3.3.** Dommages réels aux bâtiments de la Cite 1200 logements suite au séisme de Boumerdès

### 3.2.3. Cadre géologique et géotechnique du site urbain de la ville de Boumerdès

La ville de Boumerdès est en grande partie construite sur des sables argileux quaternaires de 10 à 30 mètres d'épaisseur, reposant sur des marnes bleues du Plaisancien qui affleurent par endroits (voir figures 3.3 et 3.4) (CGS 2009 ; Bourenane 2010 ; Farsi et al. 2013).

Le complexe sablo argileux recouvre toute la zone urbaine de Boumerdès : les deux plateaux, Oued Corso, Oued Tatareg et Oued Boumerdès avec une épaisseur variable d'Est en Ouest, importante au niveau du plateau Ouest (12 à 26 m). Cette épaisseur s'atténue en allant vers le Sud de la ville pour laisser apparaître le substratum marneux à 2 m de profondeur.

Ce complexe sablo argileux présente deux faciès : des argiles sableuses plastiques à 3 m de profondeur au centre de la ville, et des argiles vaseuses, des limons sableux et des sables vaseux de consistance très faible en aval. Au niveau des plateaux (ville de Boumerdès), on observe la prédominance de la fraction sableuse (sable fin rouge à argile parfois limoneux de faible épaisseur par endroits). La profondeur du substratum marneux est évaluée à moins de 4 mètres sous les sables à l'Est de la ville, de 6 à 14 mètres au centre, et au Sud de la ville.

Les dunes sableuses actuelles qui se développent le long du littoral formant ainsi les falaises côtières sont constituées essentiellement de sables fins à grossiers, rubéfiés au sommet et déconsolidés à la base. Cette formation sableuse est répandue au Nord du plateau ouest, et l'avenue Front de mer à l'Est de l'Oued Tatareg. Les alluvions récentes holocènes occupent les berges des oueds Boumerdès et Tatareg.

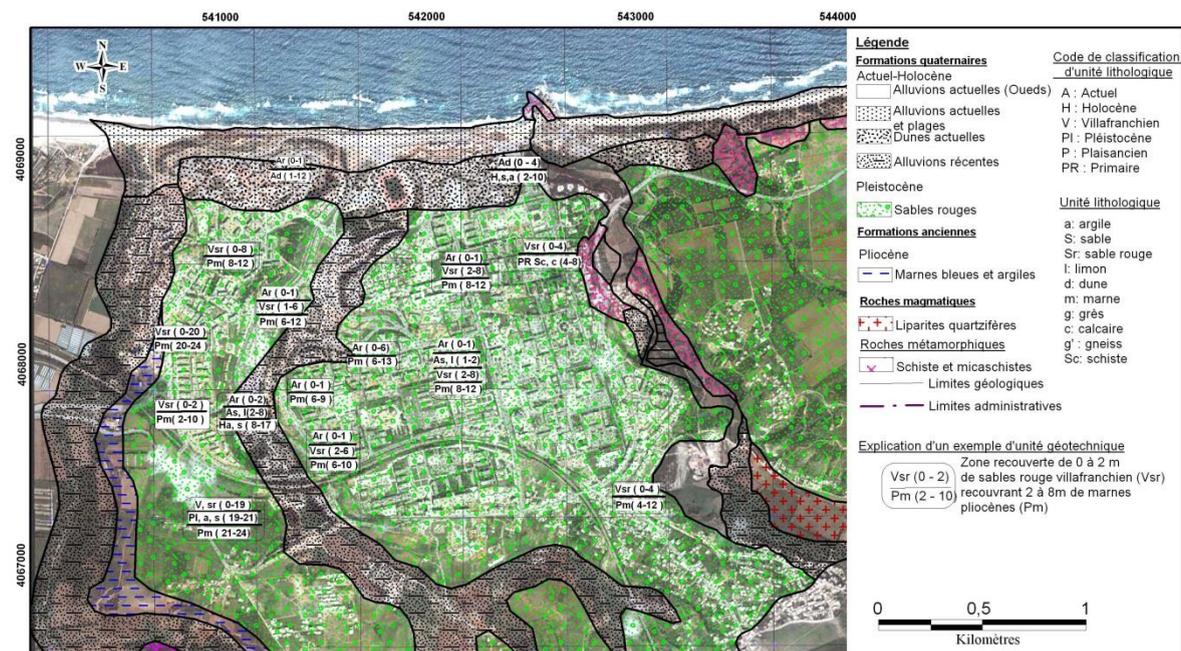
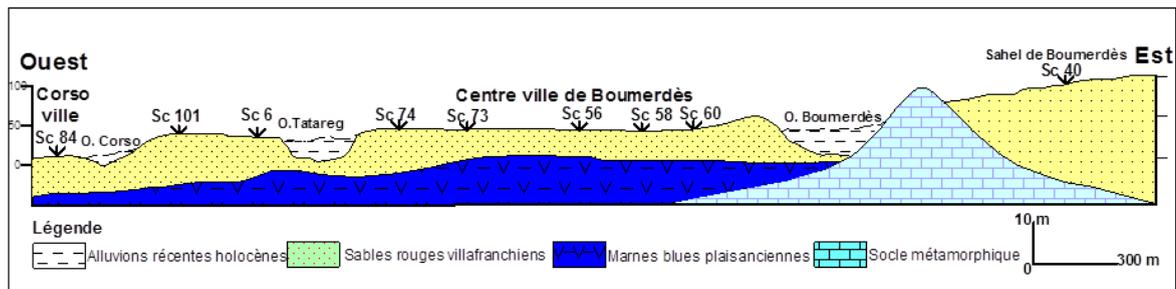


Figure 3.4 : Carte géologique et géotechnique de la ville de Boumerdès (CGS 2009 ; Bourenane 2010)



**Figure 3.5 :** Coupe géologique à travers les plateaux de la ville et le Sahel de Boumerdès (Bourenane 2010, Farsi et al. 2013)

Le site de la cité Ibn Khaldoune repose sur un sol considéré comme meuble (S3), selon la classification donnée par les Règles Parasismiques Algériennes « RPA 99 version 2003 ».

### 3.2.3. Classification du bâtiment selon (RPA 99 version 2003)

Le bâtiment qui fait l'objet de notre étude est constitué par un système de contreventement par portiques auto-stable (type 1b) selon le règlement parasismique algérien en vigueur (RPA 99 version 2003). C'est un ouvrage classé dans le groupe d'usage 2, car il fait office d'un bâtiment d'habitation collective dont la hauteur ne dépasse pas 48 m. Ce bâtiment est situé dans une région de forte sismicité classée « Zone III »

### 3.2.4. Caractéristiques Géométriques du bâtiment

#### *Dimensions en élévation :*

- Hauteur totale du bâtiment..... 18,00 m.
- Hauteur du rez-de-chaussée.....3,00 m.
- Hauteur de l'étage courant..... 3,00 m.
- Hauteur de l'acrotère ..... 0.50 m.

#### *Dimensions en plan :*

- Longueur totale en plan ..... 17,95 m.
- Largeur totale en plan .....12,00 m.

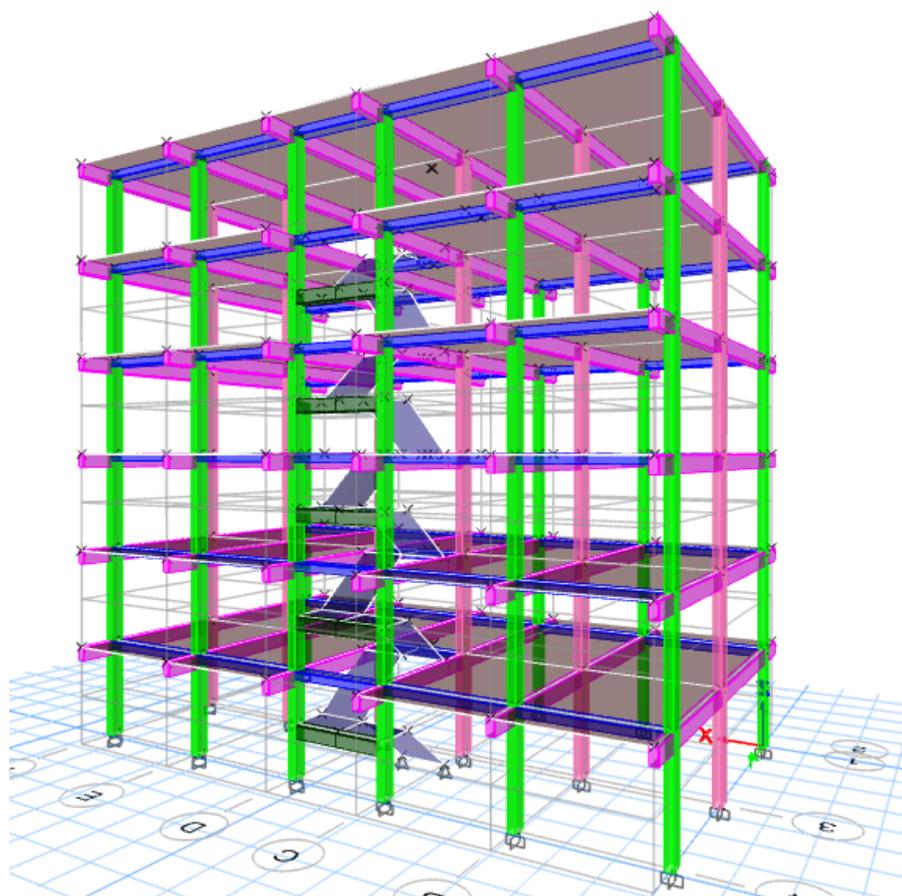


Figure 3.3. Vue en 3D de la structure

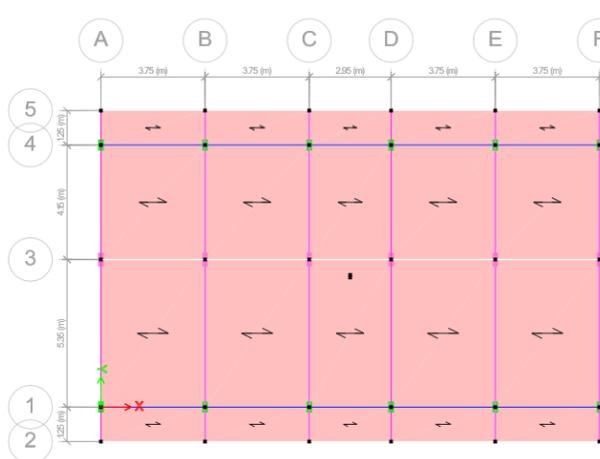


Figure 3.4. Vue en plan de la terrasse

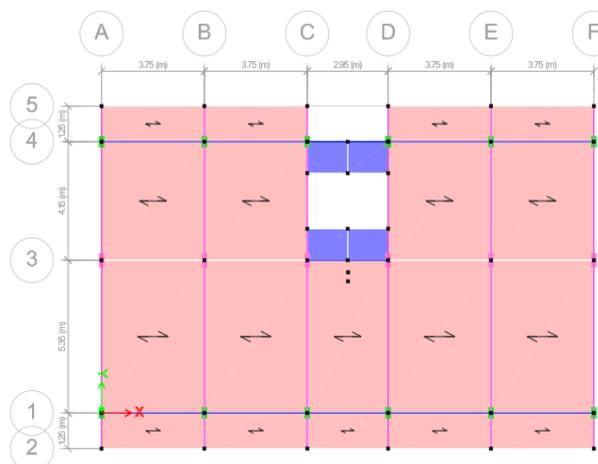


Figure 3.5. Vue en plan d'un étage courant

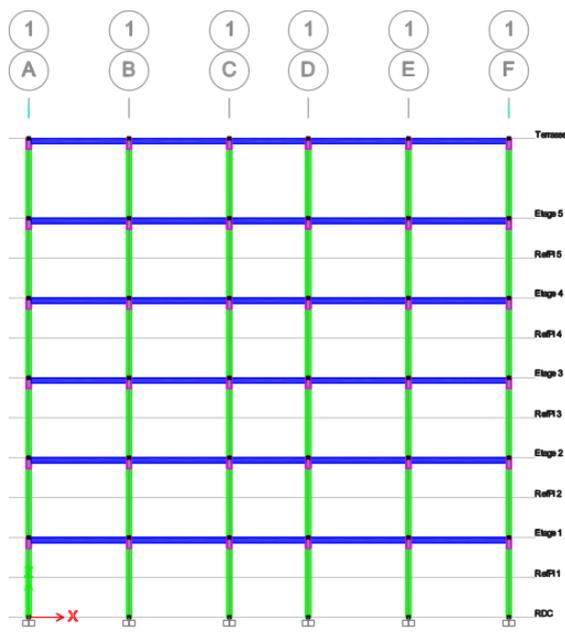


Figure 3.6. Vue en élévation XZ (portique 1)

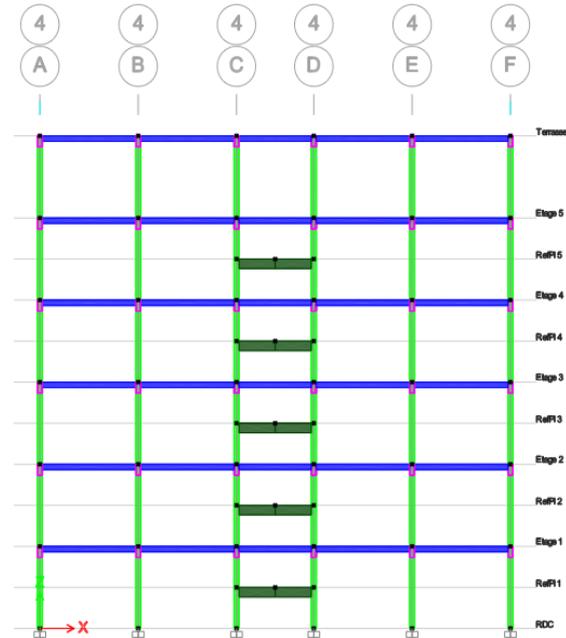


Figure 3.7. Vue en élévation XZ (portique 4)

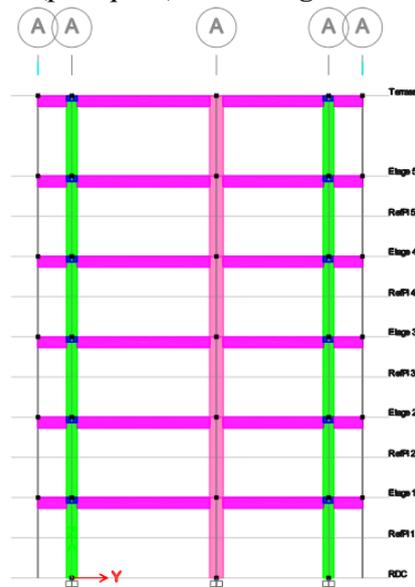


Figure 3.8. Vue en élévation XY

### 3.2.5. Ossature

#### Planchers

Les planchers sont de types corps creux (16+5) cm.

#### Escaliers

La structure comporte une cage d'escaliers en béton armé.

#### Maçonnerie

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (10 cm et 15 cm d'épaisseur) séparée par une âme d'air de 5 cm d'épaisseur.

- Murs intérieurs (cloisons intérieures) constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur.

### 3.2.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Après inspection et expertise in-situ, les informations collectés sur les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés se caractérise comme suit :

#### a. Le béton :

##### Résistance du béton à la compression

D'après les essais effectués par les ingénieurs du CTC-Chlef après le séisme sur le bâtiment en question, la résistance à la compression du béton était de l'ordre de 20 MPa.

Donc, pour notre projet, on prend :  $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$ .

##### Résistance du béton à la traction

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

$$f_{c28} = 20 \text{ MPa, on trouve } f_{t28} = 1,8 \text{ MPa}$$

##### Module de déformation longitudinale

Pour notre cas :

$$f_{cj} = f_{c28} = 20 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 29856.60 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10043.35 \text{ MPa} \end{cases}$$

##### Coefficient de poisson

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\Delta L}{L}$$

E.L.U :  $\nu = 0,0$  calcul des sollicitations (béton fissuré)

E.L.S :  $\nu = 0,2$  calcul des déformations (béton non fissuré)

##### Poids volumétrique

On adopte la valeur  $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

#### b. Les aciers

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Barres à haute adhérences (HA) :  $FeE40$
- Treillis soudés (TS) :  $TLE52 \varnothing = 6 \text{ mm}$  pour les dalles.

##### Les limites élastiques

- Barres à haute adhérence (HA) :  $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (TS) :  $f_e = 520 \text{ MPa}$

**Module d'élasticité des aciers**

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa}$$

**Les contraintes limites de calcul**

- **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U)**

$f_e$ : Contrainte limite élastique

$$\zeta_s : \text{Déformation (allongement) relative de l'acier} \rightarrow \zeta_s = \frac{\Delta L}{L} \quad \xi_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

$$\sigma_s : \text{Contrainte de l'acier.} : \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$$

Pour les aciers FeE40 on a :  $\zeta_{es} = \frac{400}{1,15 \times 2.10^5} = 1,74\%$

- **Contrainte limites à l'état limite de service E.L.S :**

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible..... Pas de limite (BAEL, 99)
- Fissuration Préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left( \frac{2}{3} f_e, \text{Max}(0.5 f_e, 110 \sqrt{n} f_t j) \right)$  (BAEL, 99)
- Fissuration très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_s = 0.8 \xi$  (BAEL, 99)

$\eta$  : Coefficient de fissuration

$\eta = 1,00$  pour les aciers ronds lisse.

$\eta = 1,60$  pour les aciers à haute adhérence.

- **Coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté «  $n$  » est le rapport de :  $\frac{E_s}{E_b} = 15$

$n$  : Coefficient d'équivalence.

$E_s$  : Module de déformation de l'acier.

$E_b$  : Module de déformation du béton.

### 3.2.7. Evaluation des charges et surcharges d'exploitation

On suppose la même composition des planchers et les mêmes usages de la première partie de ce mémoire.

#### a. Charges permanentes

*Plancher terrasse inaccessible :*

$$G_{pt} = 6,53 \text{ kN/m}^2$$

*Plancher d'étage courant :*

$$G_{pc} = 5,39 \text{ kN/m}^2$$

*Balcons :*

$$G_b = 4,59 \text{ kN/m}^2$$

*Maçonnerie :*

*Murs extérieurs :*

$$G = 2,81 \text{ kN/m}^2$$

*Murs intérieurs :*

$$G = 1,30 \text{ kN/m}^2$$

### 3.2.8. Hypothèse de calcul

Le calcul béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10 ‰.

### 3.3 VÉRIFICATION DE LA STRUCTURE VIS-A-VIS DES SOLLICITATIONS SISMQUES CONFORMÉMENT AUX RÈGLES PARASISMIQUES EN VIGUEUR (RPA 99 VERSION 2003)

#### 3.3.1. Objectif

Dans ce chapitre, nous allons vérifier le dimensionnement de la structure et sa capacité à résister aux sollicitations sismiques, conformément aux règles parasismiques algériennes en vigueur, c.à.d. les RPA99 version 2003.

#### 3.3.2. Modélisation

##### 3.3.2.1. Choix de la méthode de calcul :

En Algérie, la conception parasismique des structures est régie par un règlement parasismique en vigueur à savoir le « *RPA99 version 2003* ». Ce dernier propose trois méthodes régies par des conditions d'application particulières, qui tiennent compte de la forme des structures à étudier et la qualification du personnel utilisateur. Ces méthodes se présentent comme suit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Le bâtiment faisant l'objet de notre étude satisfait aux conditions d'application de la méthode statique équivalente prescrites par le RPA 99 version 2003 (Paragraphe 4.1.2). Toutefois, dans le cadre de ce travail, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique du bâtiment étudié.

##### 3.3.2.2. Modélisation de la structure par la méthode modale spectrale

Dans le cadre de notre projet, nous avons opté pour l'utilisation du logiciel de calcul **ETABS Ultimate (version 20.1)**.

###### *a. Modélisation des éléments structuraux*

- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.D.L.) par nœud.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles (*Deck*).
- Les voiles sont modélisés par des éléments *Shell* à quatre nœuds

###### *b. Modélisation de la masse*

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité  $\beta Q$  RPA99/Version 2003 (dans notre cas  $\beta = 0,2$ ) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir  $2,5 \text{ t/m}^3$ .

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

### c. Spectre de Réponse (RPA 2003)

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 0.3s \end{cases}$$

### d. Nombre de mode à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$\mathbf{K} \geq \mathbf{3} \sqrt{\mathbf{N}} \quad \text{et} \quad \mathbf{T}_K \leq \mathbf{0.20} \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et  $T_k$  la période du mode K.

### e. Effet de la torsion accidentelle

Quand il est procédé à une analyse par modèles plans dans les deux directions orthogonales, Les effets de la torsion accidentelle d'axe vertical sont à prendre en compte tel que décrit au paragraphe 4.2.7 du RPA 99 version 2003.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée

au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

### 3.3.3. Vérification des sections des poteaux et des poutres

#### a. Poteaux

Les dimensions des éléments porteurs verticaux sont de 20cm x 40cm pour les poteaux de rives et 20cm x 50cm pour les poteaux centraux. Mais le RPA 99 version 2003 pour la zone sismique III impose que :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

*Donc les poteaux de la structure étudiée ne respectent pas les dimensions exigées par les règles RPA99 version 2003.*

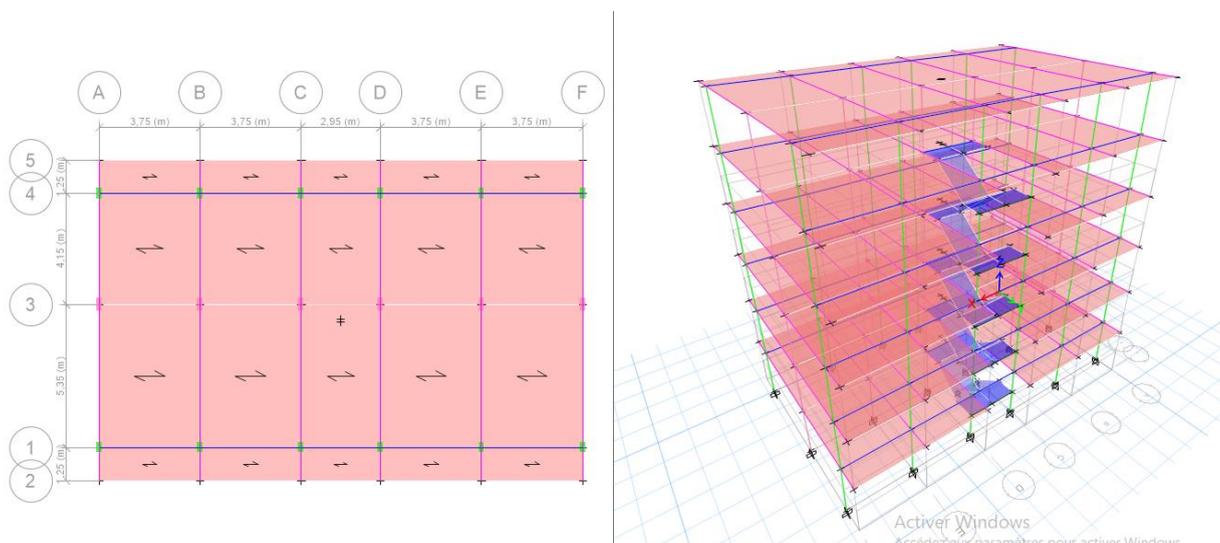
#### b. Poutres

Les poutres de dimensions ( $b \times h = 20\text{cm} \times 40\text{cm}$ ) sont disposées parallèlement à la grande dimension des poteaux, tandis que dans l'autre sens, les poutres ont des dimensions de ( $40\text{cm} \times 20\text{cm}$ ) noyées dans le plancher corps creux (16+4) cm. Le RPA 99 version 2003 impose que les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

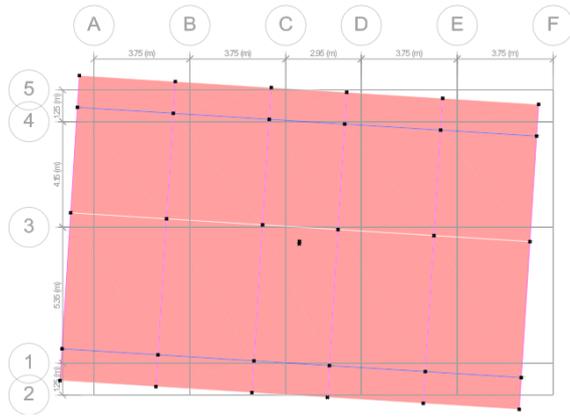
- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $h/b \leq 4.0$
- $b_{\text{max}} \leq 1,5h + b_1$

*Donc la section des poutres 40cm x 20cm n'est pas conformément aux règles RPA99 version 2003.*

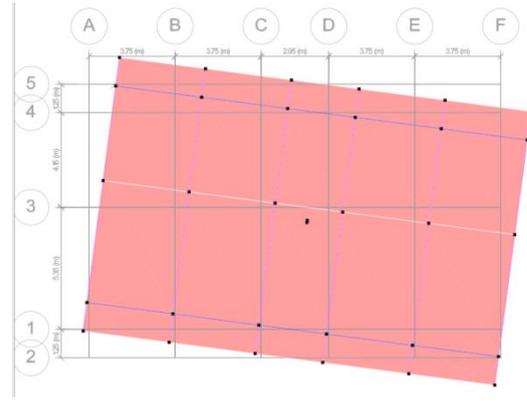
### 3.3.4. Analyse de la structure existante



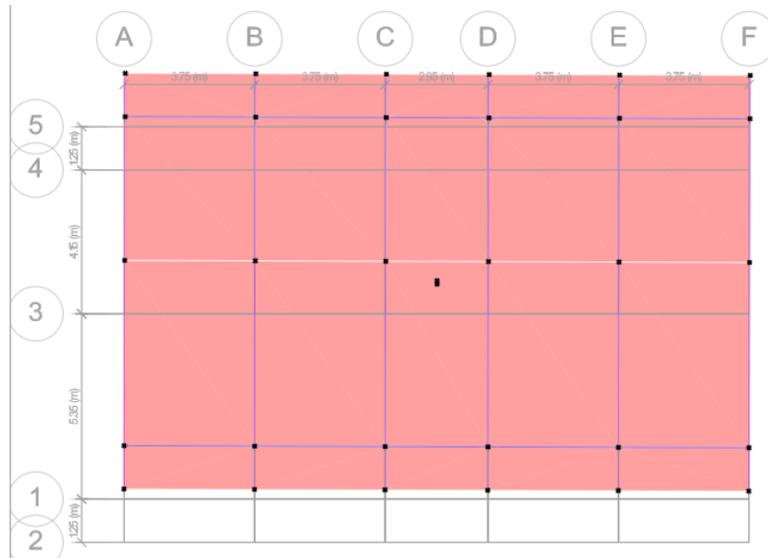
**Figure 3.9.** Configuration de la structure existante (RDC jusqu'au 5<sup>ème</sup> étage)



**Premier mode de vibration**



**Deuxieme mode de vibration**



**Troisième mode de vibration**

**Figure 3.10.** Modes de vibration de la structure existante

- **Résultats de l'analyse dynamique:**

**Tableau** Error! No text of specified style in document. Période et facteurs de participation massique de la variante 1

Mode	Period (sec)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.374	0.6337	1.477E-05	0.1626	0.6337	1.477E-05	0.1626
2	0.954	0.1385	0.0003	0.6527	0.7722	0.0003	0.8153
3	0.866	0.0001	0.8089	0.0002	0.7724	0.8092	0.8155
4	0.469	0.1157	1.498E-05	0.0023	0.888	0.8092	0.8178
5	0.33	0.0002	5.026E-07	0.0938	0.8882	0.8092	0.9116

<b>6</b>	0.284	0.0006	0.1118	0.0001	0.8887	0.9211	0.9117
<b>7</b>	0.262	0.0644	0.0012	0.0056	0.9532	0.9223	0.9172
<b>8</b>	0.19	0.0017	0.0001	0.0376	0.9549	0.9224	0.9548
<b>9</b>	0.164	0.0207	0.0087	0.0058	0.9755	0.9311	0.9606
<b>10</b>	0.16	0.0053	0.0336	0.0006	0.9809	0.9647	0.9612
<b>11</b>	0.13	0.005	0.0001	0.0112	0.9859	0.9648	0.9724
<b>12</b>	0.114	0.0095	8.925E-06	0.0114	0.9953	0.9648	0.9838

**Constatations:**

- La participation massique dans les deux directions latérales dépasse le seuil des 90% au 7<sup>ème</sup> mode

- Le 1<sup>er</sup> mode est mode de translation suivant x-x.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est mode de translation suivant y-y.

**3.3.5. Vérification de l'effort tranchant à la base****3.3.5.1. Calcul des forces sismiques à la base par la méthode statique équivalente :**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

A : coef d'accélération de zone, donné par le tableau (4.1) de RPA 99 version 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment

Pour notre cas :

- Notre ouvrage est un bâtiment d'habitation de 18m de hauteur. Donc, il est classé en *groupe 2*.
- L'implantation de ce bâtiment se fera dans la wilaya de Alger (zone III).

Donc :  $A=0,25$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement  $\eta$  et de la période fondamentale de la structure T.

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

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

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (\text{formule 4.3, RPA99 version 2003})$$

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

$\xi$  est donné par le tableau 4.2 du RPA99 version 2003

Nous avons une structure mixte (portique et voiles) avec un remplissage en maçonnerie rigide, Donc d'après le tableau 4.2 du RPA99 version 2003

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\xi = 7\% \quad \text{D'où}$$

$$\eta = 0,88 > 0.7$$

$T_1, T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site. D'après le tableau 4.7 du RPA99 version 2003.

$$(\text{Site 3 : } T_1=0,15s \text{ et } T_2=0,5s).$$

### 3.3.5.2. Estimation de la période fondamentale

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

La formule empirique à utiliser est donnée par le RPA99/version2003 par la formule :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad (\text{formule 4.6 du RPA99 version 2003})$$

Avec :

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

$$h_N = 18\text{m}$$

$C_T$  : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplage et est donné par le tableau 4.6 du RPA99/version2003

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé, et des murs en maçonnerie :

$$\text{D'où : } C_T = 0.05$$

$$\text{Donc : } T = 0,05 \times (18)^{3/4} = 0,437s$$

Dans notre cas (structure mixte), on peut également utiliser la formule suivante :

$$T=0,09h_n/\sqrt{D} \quad (\text{formule 4.7 du RPA99 version 2003})$$

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

Selon x-x :  $L_x = 17,95\text{m}$  ;  $T_x = 0,382\text{s}$

Selon y-y :  $L_x = 12\text{m}$  ;  $T_y = 0,467\text{s}$

D'après les RPA99 version 2003, dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (4.6) et (4.7)

$$\text{Donc } T_x = \min (0,382\text{s} ; 0,437) = 0,382\text{s}$$

$$T_y = \min (0,467\text{s}; 0,437) = 0,437\text{s}$$

$$\text{Or } \begin{cases} T_1 = 0,15\text{s} & (\text{site3}) \\ T_2 = 0,50\text{s} & (\text{site3}) \end{cases}$$

Ce qui donne :  $0 \leq (T_x ; T_y) \leq T_2$  ; Donc :  $D=2,5 \eta$

$$D = 2,5x\eta = 2,5x0,88 = 2,2$$

Q : facteur de qualité.

**Tableau Error! No text of specified style in document.3.3. Valeurs des pénalités  $P_{qx}$ .**

Critère q	$P_{qx}$
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0 ( Observé )
2. Redondance en plan	0,05 ( N/Observé )
3. Régularité en plan	0 (Observé)
4. Régularité en élévation	0 (Observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0 (Observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10 ( N/Observé )
<b>Total</b>	<b>0.15</b>

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 P_{qx} = 1,15 \quad (\text{Formule 4.4 du RPA99 version 2003})$$

**Tableau Error! No text of specified style in document.3.4 : Valeurs des pénalités  $P_{qy}$ .**

Critère q	$P_{qy}$
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0,05 ( N/Observé )
2. Redondance en plan	0 (Observé )
3. Régularité en plan	0 (Observé)
4. Régularité en élévation	0 (Observé)
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0 (Observé)
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10 ( N/Observé )
<b>Total</b>	<b>0.15</b>

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 P_{qy} = 1,15$$

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

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA99 version 2003

R : coefficient de comportement global de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

D'après le tableau 4.3 du RPA99 version 2003

R=3,5 (Système de contreventement constitué par des portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie « Catégorie 1.b »)

W : poids de la structure

$$W = \sum W_{étage}^i \quad \text{tel que : } W_{étage}^i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (\text{formule 4.5 RPA99 version 2003})$$

$W_{étage}^i$  : représente le poids concentré au niveau du centre de masse du plancher i.

$W_{Gi}$  : poids dû aux charges permanentes (plancher i).

$W_{Qi}$  : surcharge d'exploitation (plancher i).

$\beta = 0.2$  dans le cas de la structure étudiée (c'est le coefficient de pondération il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation).

### 3.3.5.3. Vérification de l'effort de cisaillement à la base

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$W = 9548,51 \text{ kN} ; R = 3,5 ; D = 2,2 ; Q = 1,15 ; A = 0,25.$$

On a :

$$V^x = V^y = \frac{0,25 \times 2,2 \times 1,15}{3,5} \times 9548,51 \text{ kN} = 1725,55 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 1380,44 \text{ kN}$$

$$\text{D'après le fichier des résultats de l'ETABS on a : } \begin{cases} F_x = V_t^x = 781,12 \text{ kN} \\ F_y = V_t^y = 1211,35 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } V_t^x < 0,8V^x \quad \text{et} \quad V_t^y < 0,8V^y$$

$$\Rightarrow r_x = 1,77$$

$$\Rightarrow r_y = 1,14$$

Les déplacements utilisés dans la vérification qui suit seront multipliés par  $r_x$ .

### 3.3.6. Vérification de la Période fondamentale de la structure

D'après l'article 4.2.4 du RPA 99 version 2003, Les valeurs de  $T_{analytique}$  ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30% :

$$T_{analytique} < 1.3 T_{empirique}$$

**Dans notre cas :**

$T_{analytique}$  est celle obtenue par le modèle éléments finis sur le logiciel ETABS 20.1

$$T_{analytique} = 1.374 \text{ s}$$

$T_{empirique}$  est celle calculée par la méthode statique équivalente, où  $T_e = 0.437 \text{ s}$ .

Donc :

$$1.374 \text{ s} > 1.3 \times 0.38 = 0.568 \text{ s}$$

$$T_{analytique} > 1.3 \times T_{empirique}$$

$\Rightarrow$  Donc, la condition n'est pas vérifiée.

### 3.3.7. Vérification des déplacements latéraux inter-étages

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

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où :  $he$  représente la hauteur de l'étage.

$$\text{Avec : } \delta_K^x = R\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R\delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens

$x-x$  (idem dans le sens  $y-y$ ,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $K$  dans le sens  $x-x$  (idem dans le sens  $y-y$ ,  $\delta_{eK}^y$ ).

**Tableau Error! No text of specified style in document.3.5** : déplacements latéraux inter-étages (sens X-X)

Dans le sens X-X							
Niveaux	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$h_e$ (cm)	$\Delta_K / h_e$ (%)	Observation
RDC	0,77	2,70	0	2,70	300	0,90	Vérifiée
Etage 1	1,95	6,83	2,7	4,13	300	1,37	Non Vérifiée
Etage 2	3,12	10,92	6,83	4,09	300	1,36	Non Vérifiée
Etage 3	4,18	14,63	10,92	3,71	300	1,24	Non Vérifiée
Etage 4	5,15	18,03	14,63	3,40	300	1,13	Non Vérifiée
Etage 5	6,11	21,39	18,03	3,36	300	1,12	Non Vérifiée

#### Commentaire :

Nous remarquons que les déplacements inter étages dépassent les déplacements admissibles, alors la condition de l'art 5.10 de le **RPA 99 version 2003** n'est pas vérifiée dans le sens  $x-x$ .

**Tableau Error! No text of specified style in document.3.6** : déplacements latéraux inter-étages (sens Y-Y)

Dans le sens Y-Y							
Niveaux	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$h_e$ (cm)	$\Delta_K / h_e$ (%)	Observation
RDC	0,56	1,96	0	1,96	300	0,65	Vérifiée
Etage 1	1,37	4,80	1,96	2,84	300	0,95	Vérifiée
Etage 2	2,16	7,56	5,85	1,71	300	0,57	Vérifiée
Etage 3	2,85	9,98	7,56	2,42	300	0,81	Vérifiée
Etage 4	3,42	11,97	9,98	2,00	300	0,66	Vérifiée
Etage 5	3,85	13,48	11,97	1,51	300	0,50	Vérifiée

#### Commentaire :

Nous remarquons que les déplacements inter étages ne dépassent pas les déplacements admissibles, alors la condition de l'art 5.10 de le **RPA 99 version 2003** est vérifiée dans le sens y-y.

### 3.3.8. Vérification de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$N_d$  : L'effort normal de compression correspond à la combinaison de charge  $G + Q \pm E$

$B_c$  : L'aire de la section brute.

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton ( $f_{c28} = 20$  Mpa).

**Tableau 3.7** : Vérification de l'effort normal réduit.

Poteaux	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	$v$	Vérification
Poteaux centraux	20x50	1740,88	0,87	Non vérifiée
Poteaux de rives	20x40	1247,26	0,78	Non vérifiée

L'effort normal réduit  $v$  dépassent 0,3. Condition non vérifiée.

### 3.3.9. Vérification du ferrailage des poteaux et poutres

La justification du ferrailage sera effectuée vis-vis les conditions de vérification stipulées par RPA 99 version 2003 :

- La combinaison de calcul :  $G + Q + 1.2E$ .
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - 4% en zone courante.
  - 6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de  $50\phi$  en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $90^\circ$ .

#### 3.3.9.1.Poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant ( $M_2 ; M_3$ ) et seront donc calculés en flexion composée déviée.

Après la détermination des efforts interne pour le poteau le plus sollicité par logiciel ETABS 20, on calcule la section d'acier nécessaire, par la suite on compare ces résultats avec

les sections d'armatures existantes dans les plans d'exécution de la structure étudiée.

En considérant les sollicitations suivantes :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{(2;3)\text{correspondant}}$$

$$M_{2(\max, \min)} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

$$M_{3(\max, \min)} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$$

$A_{sc}$  : Section d'armature longitudinale calculée.

$A_{se}$  : Section d'armature longitudinale existante.

La figure 3.11 représente les faces 2 et 3 de la section des poteaux.

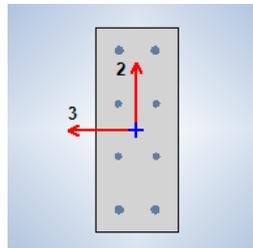
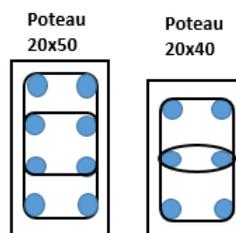


Figure 3.11. Les faces de la section des poteaux

Les résultats de ferrailage des poteaux sont regroupés dans le tableaux 3.8. Convention de signe (+) Traction (-) Compression.

Le ferrailage existant des poteaux est comme suit :

- Poteau (20x40) cm<sup>2</sup> : 4T20 +2T16 ( $A_{se} = 16.59 \text{ cm}^2$ )
- Poteau (20x50) cm<sup>2</sup> : 4T20 +4T16 ( $A_{se} = 20.61 \text{ cm}^2$ )
- 



**Tableau 3.8.** Ferrailage des poteaux (situation accidentelle)

Poteaux	Effort Normal (KN)	Moments fléchissant (KN.m)		A <sub>scalculée</sub> /Face (Face 2) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>scalculée</sub> /Face (Face 2) (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> Existante (cm <sup>2</sup> )	A <sub>smin</sub> RPA (cm <sup>2</sup> )	Vérification
		M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>					
20x50	N <sub>max</sub> =450.93	M <sub>2</sub> =14.14	M <sub>3</sub> =44.94	11.27	11.28	20.61	9	Non vérifiée
	N <sub>min</sub> =-2060.64	M <sub>2</sub> =-43.60	M <sub>3</sub> =-28.28	8.05	8.05			
	N <sub>cor</sub> =-2060.64	M <sub>2max</sub> =-43.60	M <sub>3</sub> =-28.28	8.05	8.05			
	N <sub>cor</sub> =-416.97	M <sub>2</sub> =30.30	M <sub>3max</sub> =205.26	0	11.09			
20x40	N <sub>max</sub> =409.93	M <sub>2</sub> =4.43	M <sub>3</sub> =1.40	10.25	10.25	16.59	7.2	Non vérifiée
	N <sub>min</sub> =-1492.76	M <sub>2</sub> =-23.32	M <sub>3</sub> =-4.38	1.61	0.43			
	N <sub>cor</sub> =233.40	M <sub>2max</sub> =57.68	M <sub>3</sub> =6.72	6.11	5.83			
	N <sub>cor</sub> =330.6	M <sub>2</sub> =0.6	M <sub>3max</sub> =205.32	8.27	16.04			

### 3.3.9.2. Les poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donc calculé en flexion simple, les résultats sont donnés au tableau 3.9.

**Table III.7 —** Ferrailage des poutres situation accidentelle

Poutres	M <sub>appui</sub> (KN.m)	M <sub>travée</sub> (KN.m)	A <sub>s</sub> appui calculée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> travée calculée (cm <sup>2</sup> )	A <sub>s</sub> appui et travée existants (cm <sup>2</sup> )	A <sub>smin</sub> (cm <sup>2</sup> ) RPA 99/2003
20 × 40	-147,14	+125,93	11.47	9.54	N'est pas disponible	4
40 × 20	-53,15	+47,30	3.72	3.29	N'est pas disponible	4

## 3.4 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons vérifié un bâtiment existant en RDC+05 en forme régulière selon les exigences des règles parasismiques algériennes en vigueur (RPA 99 version 2003). Ce bâtiment situé à la cité Ibn Khaldoune « 1200 logements », dans la commune de Boumerdès, a été endommagé suite au séisme de Boumerdès du 21 Mai 2003.

D'après les résultats obtenus, découlant de l'analyse dynamique et sismique de la structure effectuée avec leur vérification, on peut conclure que le bâtiment n'est pas suffisamment dimensionné vis-à-vis d'une action sismique probable.

A cet effet, une analyse non linéaire de la structure étudiée s'avère nécessaire afin de mieux décrire son comportement vis-à-vis des sollicitations sismiques. Cela fera l'objet du prochain chapitre.



## **CHAPITRE IV :**

### **ANALYSE CAPACITAIRE DE LA STRUCTURE EXISTANTE (AVANT RENFORCEMENT)**

## 4.1 INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous allons mettre en application le concept de l'analyse capacitaire précédemment décrit, afin d'analyser la structure étudiée qui ne remplit pas les conditions de sécurité préconisées par le règlement parasismique algérien (RPA99/2003), c.à.d. elle ne vérifie pas les conditions de l'analyse statique linéaire, donc dans ce chapitre, on va pousser l'étude vers une analyse capacitaire afin de décrire le comportement réel de la structure vis-à-vis des sollicitations sismiques plausibles.

Pour cela, nous allons utiliser la méthodologie statique non linéaire (Pushover) décrite précédemment.

## 4.2 ETAPES DE L'ANALYSE CAPACITAIRE

Dans le présent travail, les étapes de l'analyse capacitaire se déclinent comme suit :

- ✓ Définition du comportement non linéaire des matériaux (lois de comportement béton et acier)
- ✓ Définition du comportement non linéaire des éléments résistants (rotules plastiques)
- ✓ Définition des rotules plastique
- ✓ La structure est supposée soumise aux charges gravitaires constantes. Ces charges permanentes et des charges d'exploitations, ils sont données par :  $G + Q$ .
- ✓ Elle subit un autre chargement latéral avec distribution de mode fondamental qui représente les forces d'inerties dues à la composante horizontale des sollicitations sismiques.
- ✓ On détermine un déplacement cible, choisi arbitrairement, à condition qu'il soit représentatif de la déformation de la structure.
- ✓ En augmentant les forces latérales appliquées durant l'analyse, il y a apparition graduelle des rotules plastiques, l'évolution des mécanismes plastiques et l'endommagement progressif de la structure est fonction de l'intensité du chargement latéral et des déplacements résultants.
- ✓ Tracer la courbe de capacité du bâtiment qui représente la relation entre l'effort tranchant à la base ( $V_b$ ) et le déplacement au sommet ( $\Delta_s$ ).
- ✓ Extraire les niveaux de performance des rotules plastiques
- ✓ Idéalisation de la courbe de capacité (Forme bilinéaire).
- ✓ Calcul du déplacement cible par la méthode du coefficient de modification du déplacement (FEMA 356 ; 440)
- ✓ Vérification du déplacement de la structure avec le déplacement cible

### 4.3. DEFINITION DE COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES MATERIAUX

#### 4.3.1 Béton

Dans ce chapitre, la loi de comportement du béton utilisée est celle de Mander (béton en compression et en traction) pour un béton non confiné (voir figure 4.1 et 4.2), car il s'agit d'une structure avec une résistance  $f_{c28} = 20$  MPa et un ferrailage insuffisant (voir chapitre 3).

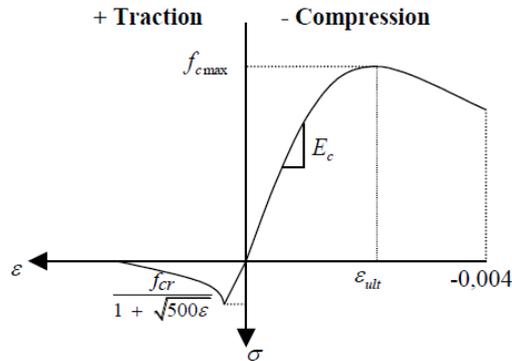


Figure 4.1 Loi de comportement du béton en compression et en traction

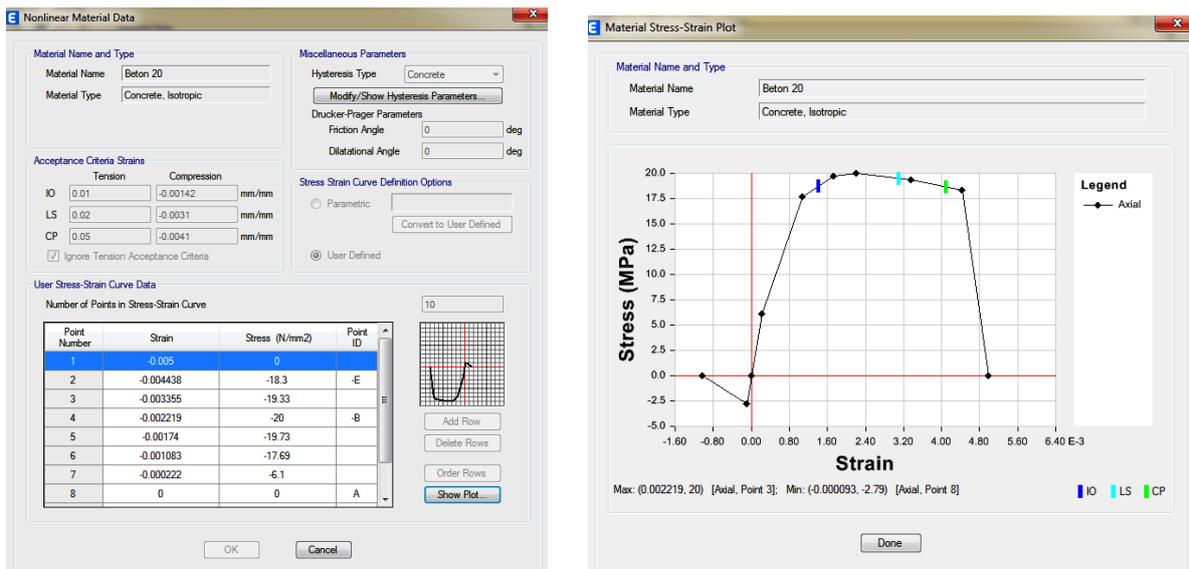


Figure 4.2 Loi de comportement du béton utilisée

#### 4.3.2 Acier

la loi de comportement de l'acier utilisée est celle décrite par les règles BAEL 91/99 pour  $f_e = 400$  MPa (voir figure 4.3 et 4.4).

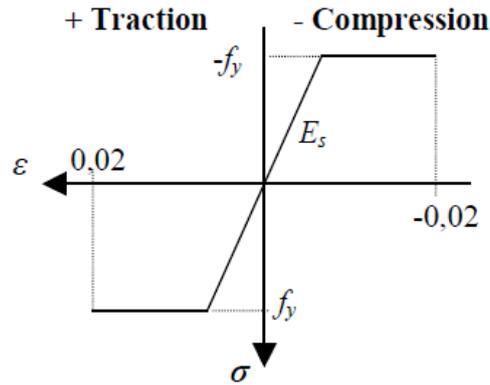


Figure 4.3 Loi de comportement de l'acier d'armature

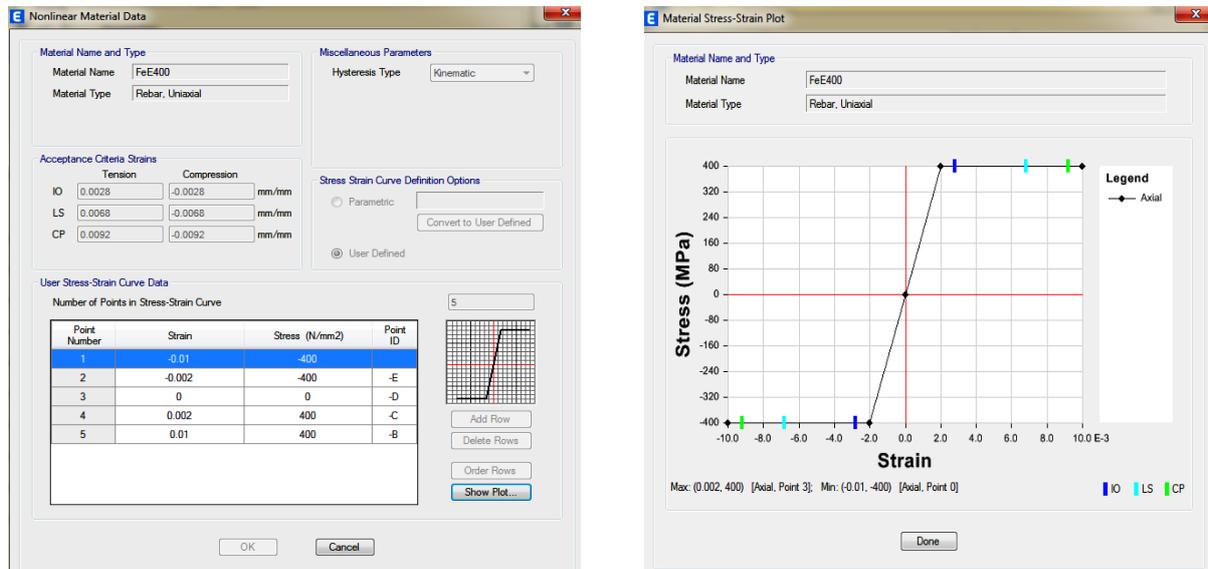
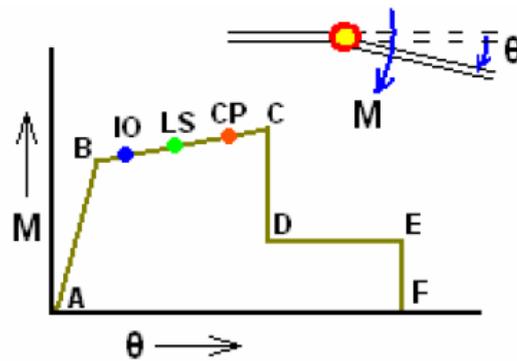


Figure 4.4 Loi de comportement de l'acier d'armature utilisée

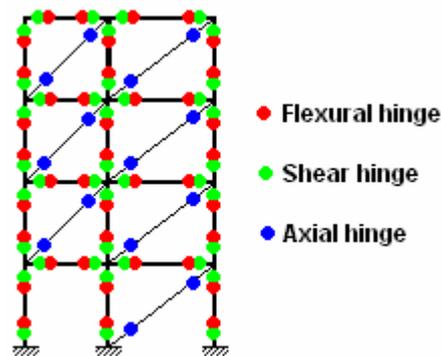
### 4.3.3 Rotules plastiques et Critères d'acceptation

Fondamentalement, une rotule représente la relation force-déplacement localisée d'un élément à travers ses phases élastiques et inélastiques sous des charges sismiques. Une rotule représente la relation moment-rotation d'un élément de structure (Voir figure 4.5) (Leslie 2013). AB représente la plage élastique linéaire de l'état non chargé A au point élastique effectif B, suivie d'une réponse inélastique mais linéaire de rigidité réduite (ductile) de B à C. CD montre une réduction soudaine de la résistance, suivie d'une résistance réduite de D à E, et enfin une perte totale de résistance de E à F. Ces rotules ont des états de performance non linéaires définis comme «Occupation immédiate» (IO), «Sécurité des personnes ou limite de service» (LS) et «Prévention de ruine» (CP) dans sa plage ductile. Cela se fait généralement en divisant B-C en quatre parties et en désignant IO, LS et CP. Il existe différents critères pour diviser le segment BC.

Dans notre cas, nous avons suivi les spécifications données par (Inel & Ozmen, 2006). Donc, à 10 %, 60 % et 90 % du segment BC pour IO, LS et CP, respectivement.



**Figure 4.5.** Critères d'acceptation typiques IO, LS et CP d'une rotule



**Figure 4.6.** Positions typiques des rotules dans un modèle de structure

#### 4.4 DEFINITION DE COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES ELEMENTS RESISTANT (POTEAUX-POUTRES)

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques 'Plastic Hinge' aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier.

Des rotules de type moment ( $M_2$  et  $M_3$ ), cisaillement ( $V_2$  et  $V_3$ ), effort normal ( $P$ ), Torsion ( $T$ ), peuvent être définies le long des éléments résistants (voir figure 4.6). , par ailleurs le logiciel offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte le couplage effort normal-moment ( $P M_2 M_3$ ).

Pour nos modèles de calcul, nous allons introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportements définies par le logiciel comme suit.(voir figures 4.7–4.9).

- Poutres : Rotules de flexion (Moment  $M_3$ ).
- Poteaux : Section fibre (Fiber  $P$ - $M_2$ - $M_3$ ).

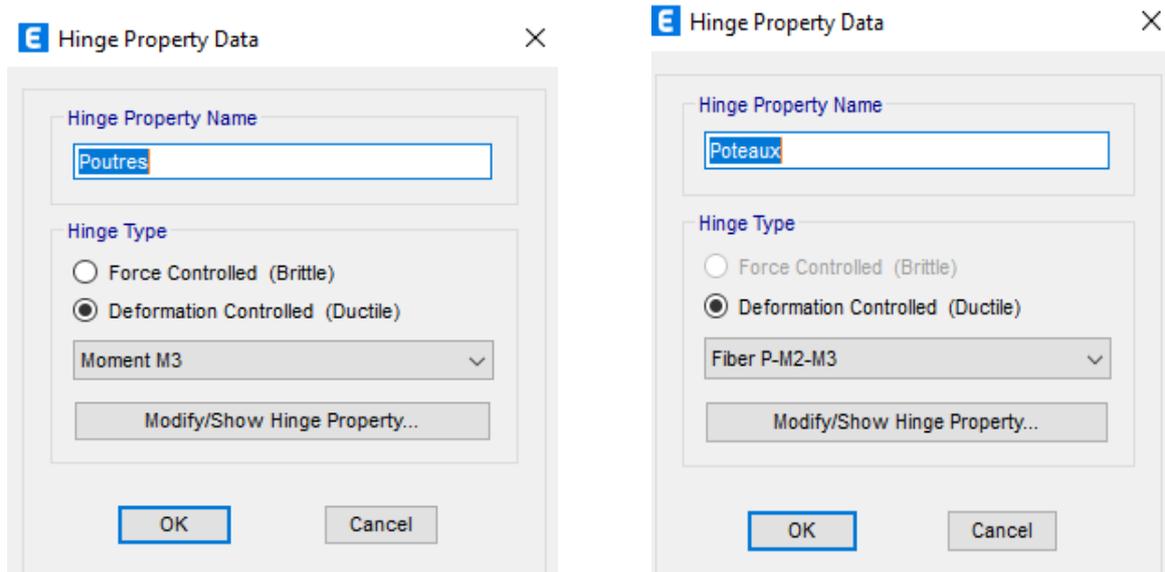


Figure 4.7 Définition des rotules plastiques dans ETABS 20.

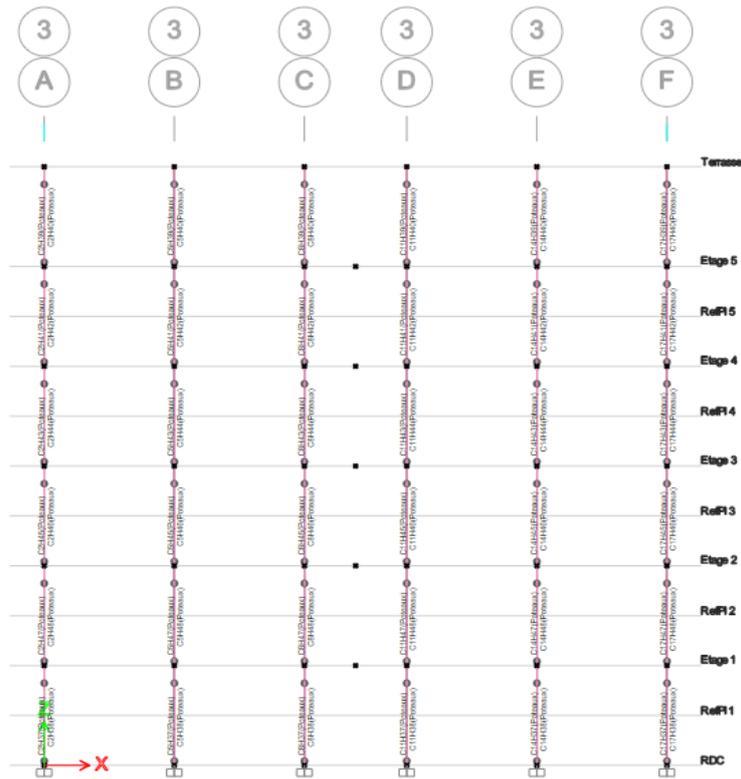
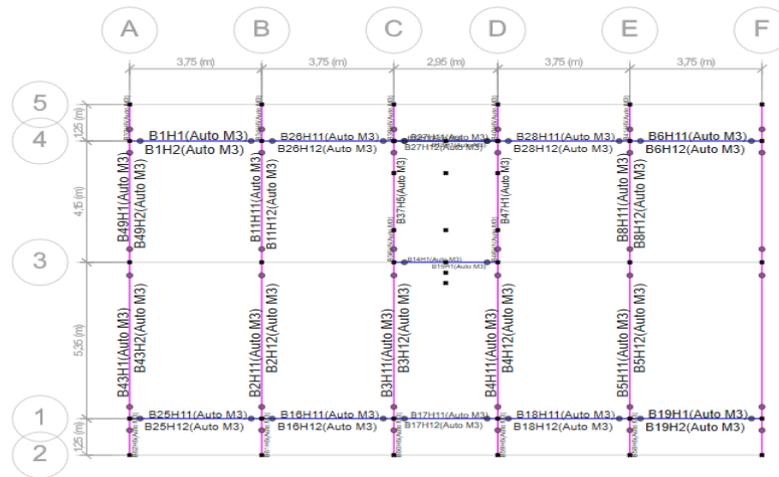
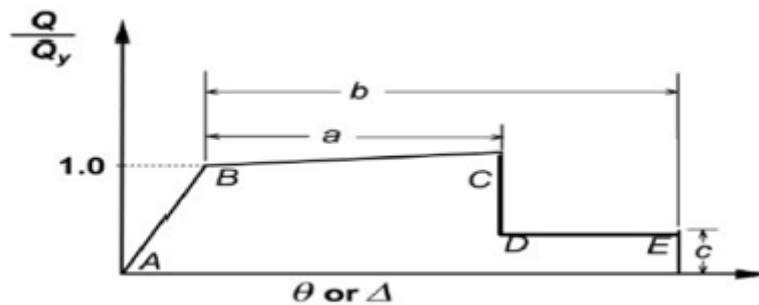


Figure 4.8 Les rotules plastiques au niveau des poteaux



**Figure 4.9** Les rotules plastiques au niveau des poutres

Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force-déformation.



**Figure 4.10** Courbe Force-déplacement d’une rotule utilisée par le logiciel ETABS

Le segment A-B représente la phase élastique de la section, le point C correspond à la capacité ultime et marque le début de la phase de dégradation de la section “chute de résistance”. (Segment C-D).

Des contraintes résiduelles permettent à la section de résister aux charges gravitaires jusqu’à atteindre la déformation ultime (Point E) correspondant à la ruine de la section.

Les valeurs des points (a, b, c) des différents types de rotules dépendent de plusieurs paramètres (effort normal, caractéristiques du béton, type d’élément, dimensions, ferrailage), elles sont déterminées par le logiciel en se référant aux tableaux présentés dans le règlement américain FEMA 356-440 (voir chapitre 2).

**4.5. DEFINITION DE CHARGEMENT DE L’ANALYSE PUSH-OVER**

L’analyse pushover consiste à appliquer à la structure une distribution de forces latérales incrémentées de façon progressive jusqu’à ce que le déplacement au sommet de la structure atteigne un déplacement cible (Analyse en mode Déplacement contrôlé). Ce type d’analyse

est mené lorsque les charges ne sont pas connues, ou lorsque l'augmentation des charges pendant l'analyse est susceptible de provoquer l'instabilité de la structure.

Le programme permet aussi qu'une analyse sous un chargement B soit menée en tenant compte des résultats finaux d'une analyse sous un chargement A définie précédemment, cette option est généralement utilisée pour que l'analyse pushover sous charges horizontales tiennent compte des résultats de l'analyse sous charges gravitaires.(voir figures 4.11 et 4.12)

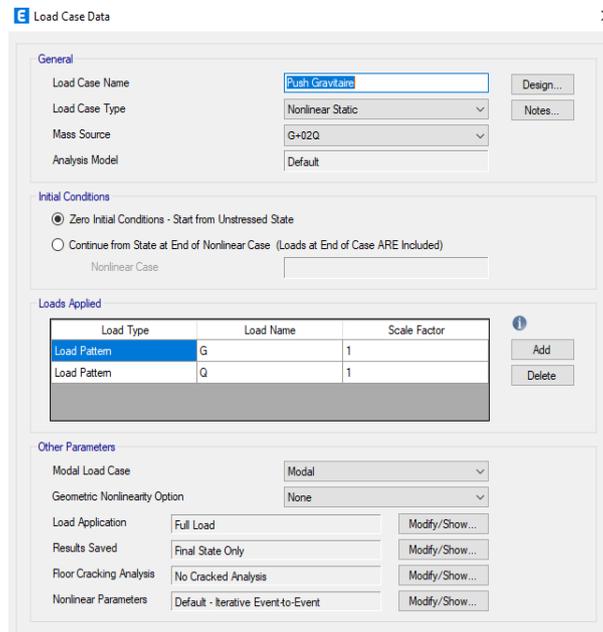


Figure 4.11 Définition de la charge gravitaire dans l'analyse Push-over.

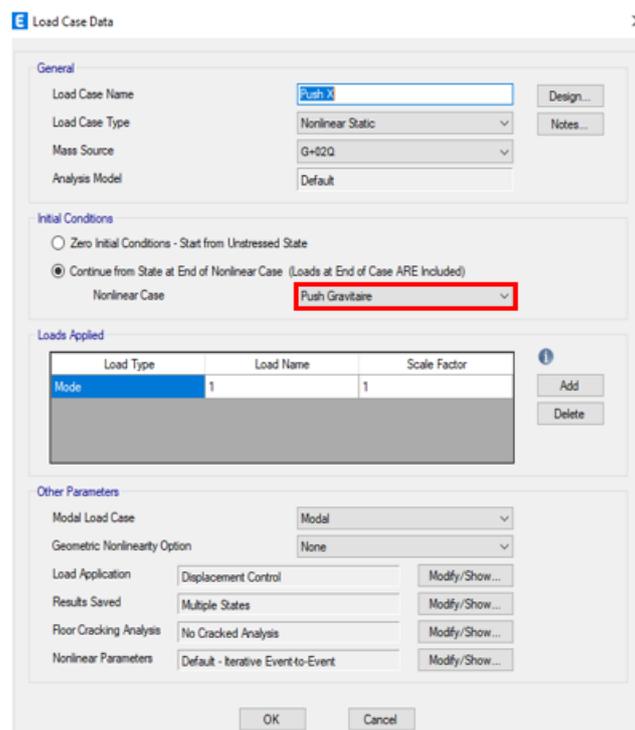


Figure 4.12 Définition du chargement Pushover latérale (sens X).

### 4.6 RESULTATS DE L'ANALYSE CAPACITAIRE

#### 4.6.1. La courbe de capacité

Les courbes de capacité représentent la variation de l'effort tranchant à la base (KN) en fonction du déplacement au sommet (mm) pour les directions (X-X) et (Y-Y).

La courbe de capacité obtenue lors de l'analyse Pushover dans les deux sens (X-X et Y-Y), sont données respectivement par les figures (4.13 a-b)

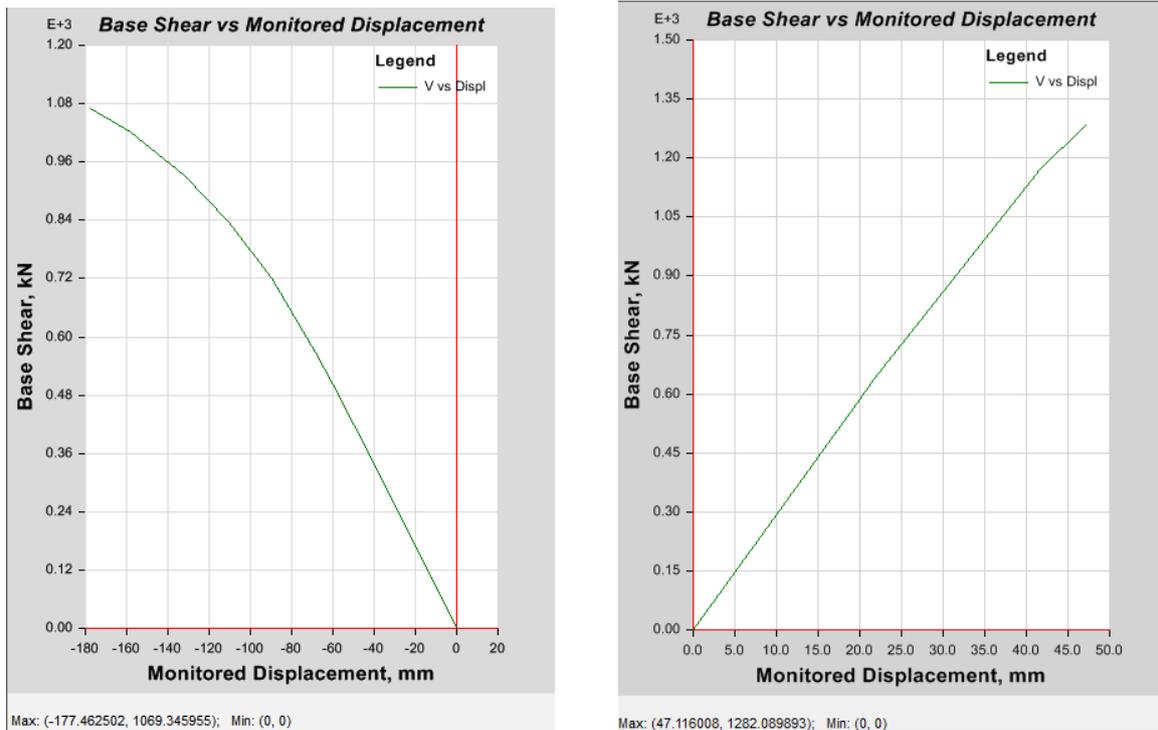


Figure 4.13 Courbes de capacité (a. selon X-X ; b. selon Y-Y)

**Commentaire :**

- Suivant X-X, la structure atteint un déplacement max 177.462 mm qui correspond à un effort tranchant à la base 1069.346 KN.
- Suivant Y-Y, la structure atteint un déplacement max 47.116 mm qui correspond à un effort tranchant à la base 1282.089 KN.

Les tableaux (4.1-4.2) présentent la dernière étape de l'analyse Pushover, précisant le développement des rotules plastiques aux niveaux des éléments de la structure en fonction des niveaux de performance retenus.

Tableau 4.1 : L'effort tranchant en fonction du déplacement suivant le sens x :

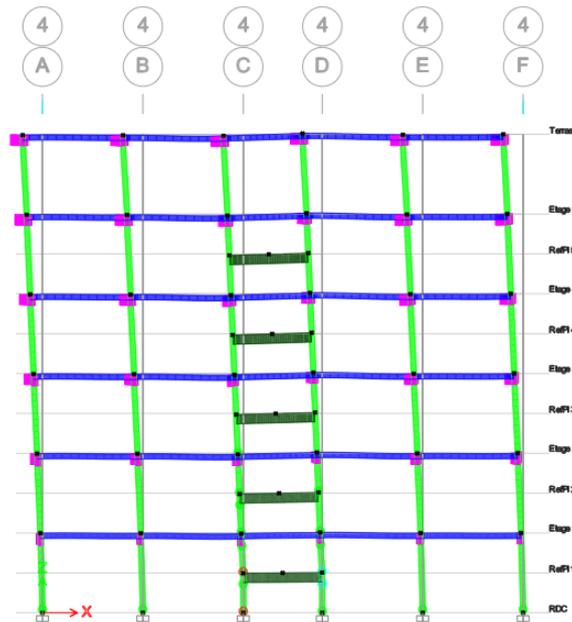
Monitored Displ (mm)	Base Force (KN)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
177,463	1069,346	245	111	0	224	12	550	33	7	2	592

**Tableau 4.2 :** L'effort tranchant en fonction du déplacement suivant le sens y

Monitored Displ (mm)	Base Force (KN)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
47,116	1282,0899	323	33	0	234	2	587	4	0	1	592

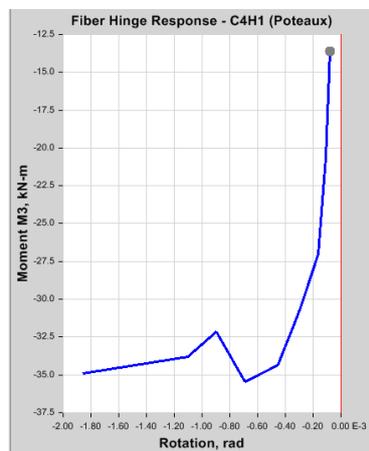
▪ **Sens (X-X) :**

Il existe deux rotules plastiques de niveau de performance CP qui se sont développées dans les poteaux 20x40.



**Figure 4.14** Les rotules plastiques dans la file 4 (plan XZ)

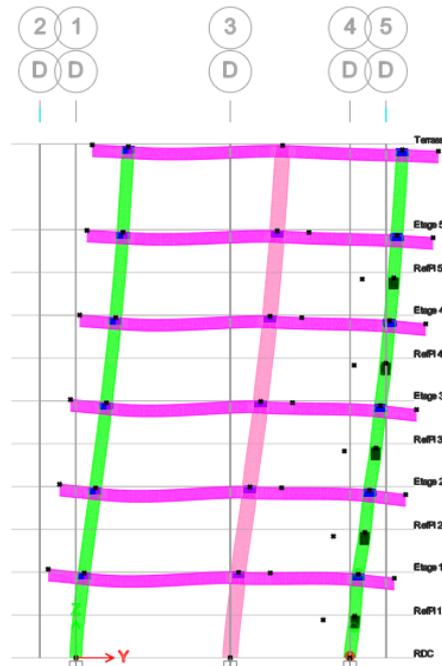
La figure 4.15 représente l'évolution de la rotule plastique au niveau du nœud de base du poteau le plus sollicité au RDC.



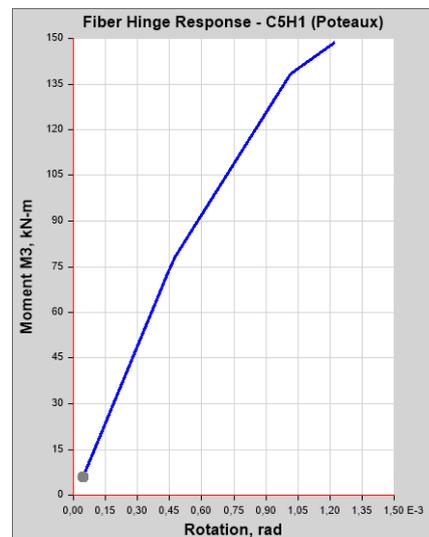
**Figure 4.15** L'évolution de la rotule plastique

- **Sens (Y-Y) :**

Il existe une seule rotule plastique de niveau de performance CP dans un poteau 20x40.



**Figure 4.16** Les rotules plastique dans la dernière étape de l'analyse Pushover (selon l'axe Y-Y)



**Figure 4.17** L'évolution de la rotule plastique.

**La figure 4.17** représente l'évolution de la rotule plastique au niveau du nœud de base du poteau le plus sollicité au RDC.

La figure 4.18 représente une comparaison entre les courbes de capacité de la structure après une analyse Pushover dans les deux sens (X-X ; Y-Y).

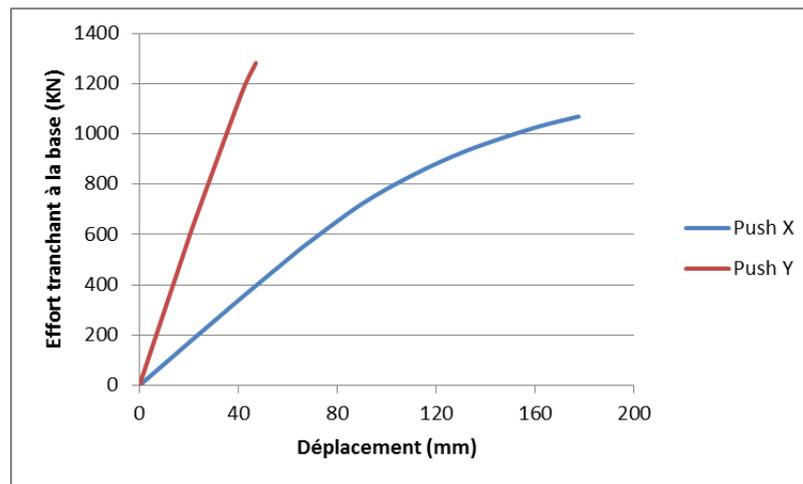


Figure 4.18 Courbes de capacité selon les deux axes (X-X ; Y-Y)

#### 4.6.2. Interprétation des résultats

- Dans le sens (Y-Y) la structure supporte force de 1282.089 kN qui est plus grande par rapport à la direction (X-X).
- La structure est plus résistante dans le sens (Y-Y), car elle a une grande capacité par rapport au sens (X-X).
- Cette différence de capacité est due essentiellement à la grande rigidité des poteaux dans le sens (Y-Y).

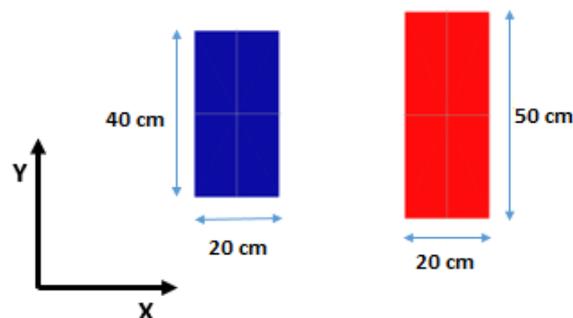


Figure 4.19 Dimensions des poteaux

#### 4.7 IDEALISATION DES COURBES DE CAPACITE

Les courbes de capacité résultantes dans les 2 directions seront idéalisées sous forme bilinéaire en utilisant le logiciel BILIN. Les figures 4.20 et 4.21 illustrent les formes bilinéaires des courbes dans les 2 directions considérées.

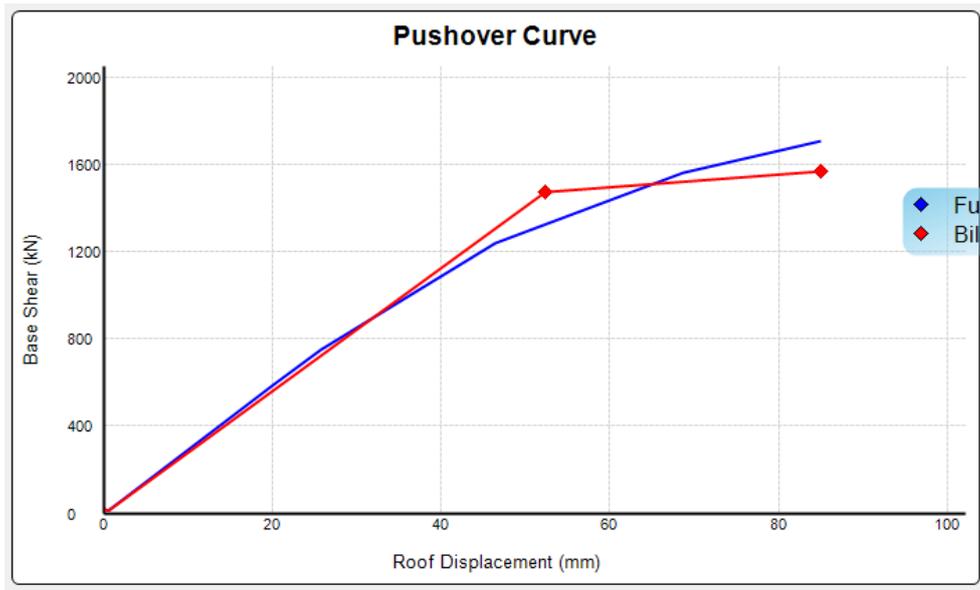


Figure 21 : Pushover selon X-X

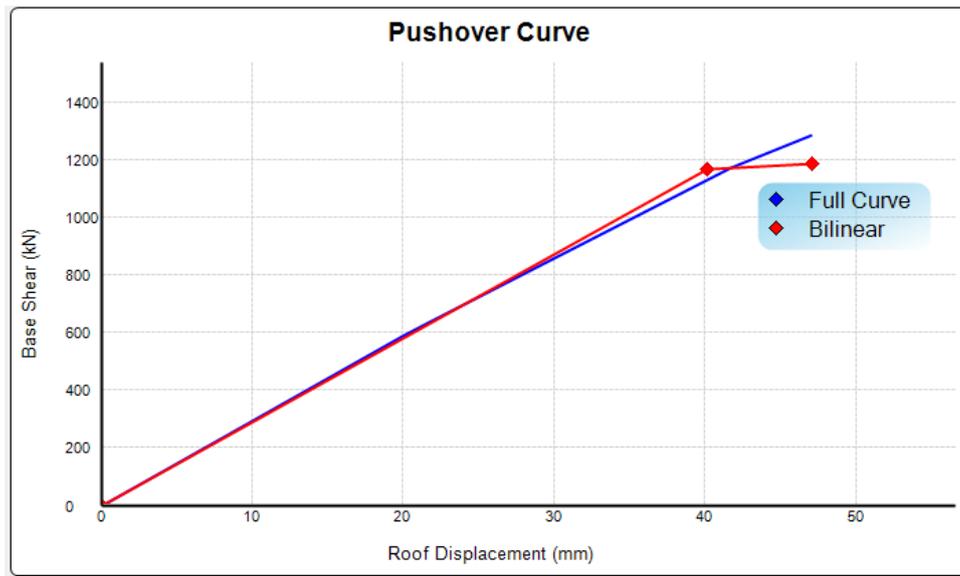


Figure 22: Pushover selon Y-Y

- ❖ Les deux courbes sont divisées en deux parties : phase élastique et phase plastique. Les caractéristiques de ces courbes sont données au **tableau 4.3**.

**Table 4.3** : Les caractéristiques des courbes idéalisées

	La limite de phase élastique		La limite de phase plastique	
	L'effort tranchant KN	Le déplacement mm	L'effort tranchant KN	Le déplacement mm
Pushover selon x-x	921,65	110,82	977,07	177,46
Pushover selon y-y	1166,95	40,17	1187,12	47,12

#### 4.8. CALCUL DU DEPLACEMENT CIBLE PAR LA METHODE DU COEFFICIENT DE MODIFICATION DU DEPLACEMENT (FEMA 356 ; FEMA 440) :

Le déplacement cible est donnée par la formule suivante :

$$\delta t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot g$$

Les étapes de calcul du déplacement cible sont expliquées dans le chapitre 2 du présent mémoire

- **Dans le sens X-X**

$$C_0 = 1.42 \text{ (Voir tableau 2.1)}$$

$$C_1 = 1 \quad \text{Pour } T_e \geq T_s$$

$$C_1 = \frac{1+(R-1) \times \frac{T_s}{T_e}}{R} \quad \text{Pour } T_e < T_s$$

D'après le spectre de réponse  $T_s=0,5s$

$$\text{Nous avons } T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

$$T_i = 1,374 \text{ (analyse modale)}$$

D'après la courbe de capacité bilinéaire :

$$K_i = 8316,44 \text{ KN/m ; } K_e = 8366,16 \text{ KN/m}$$

$$T_e = 1,37s > T_s = 0,5s$$

Donc :  $C_1 = 1$

On a choisi le portique type 1 et la Performance CP (voir tableau 2.3), donc :

$$C_2 = 1,2$$

Selon la courbe de capacité idéalisée, nous sommes dans le cas où la structure a une rigidité post-élastique positive. Donc :

$$C_3 = 1$$

$$S_a = 0.399$$

Donc,  $\delta t_x = 317.1 \text{ mm}$

- **Dans le sens Y-Y**

$$C_0 = 1.42$$

$$T_i = 1.146 \text{ s (analyse modale)}$$

D'après la courbe bilinéaire :

$$K_i = 29047.84 \text{ KN/m ; } K_e = 29047.84 \text{ KN/m}$$

$$T_e = T_i = 1,374 \text{ s} > T_s = 0.5 \text{ s}$$

Donc :

$$C1 = 1$$

On a choisi le portique type 1 et la Performance CP, donc :

$$C2 = 1.2$$

D'après la courbe bilinéaire, la rigidité post élastique est positive, donc :

$$C3 = 1$$

$$S_a = 0.397$$

Donc,  $\delta_{t_y} = 317.1 \text{ mm}$

#### **Commentaire :**

Dans les deux directions considérées (X-X) et (Y-Y), le déplacement cible est supérieur aux déplacements au sommet de la structure, donc y a pas intersection avec la courbe de capacité idéalisée.

### **4.9. CONCLUSION**

L'analyse capacitaire de la structure en utilisant la méthode Pushover fait ressortir que la structure se comporte mieux dans la direction (Y-Y), mais elle reste vulnérable devant les sollicitations sismiques horizontales.

A cet effet, une étude de renforcement parasismique du bâtiment s'impose afin d'élever son niveau de performance sismique et qui fera l'objet du prochain chapitre.

## **Chapitre V :**

**Analyse capacitaire de la structure après  
renforcement avec la variante réalisé**

## 5.1 INTRODUCTION

Les différentes analyses linéaires effectuées dans les chapitres précédents, à savoir l'analyse statique et dynamique ainsi que l'analyse capacitaire en terme d'effort tranchant et de déplacement de la structure, nous ont permis de relever les insuffisances suivantes :

- La structure est flexible dans le sens longitudinal.
- Certains poteaux présentent un risque de rupture fragile par compression de béton.
- Certains poteaux présentent un risque de rupture par effort tranchant.

Ainsi, ce bâtiment est déclaré vulnérable aux actions sismiques et son renforcement s'avère nécessaire pour améliorer son niveau de performance.

Pour la suite du travail, nous allons procéder dans ce chapitre l'analyse de la variante de renforcement réalisé après le séisme.

## 5.2 RENFORCEMENT DE LA STRUCTURE PAR LA VARIANTE REALISEE

Après le séisme de Boumerdès, la structure a fait l'objet d'une expertise conclue par une solution de renforcement dans le but d'augmenter la résistance de cette dernière vis-à-vis d'un séisme majeur. La solution proposée et réalisée est illustrée dans la figures 5.1 et 5.2 où 06 voiles d'épaisseur de 20cm ont été insérés, 04 dans le sens longitudinal de longueur 3.75m et 02 dans le sens transversal de longueur 4.15m et 12 poteaux ont été chemisés.

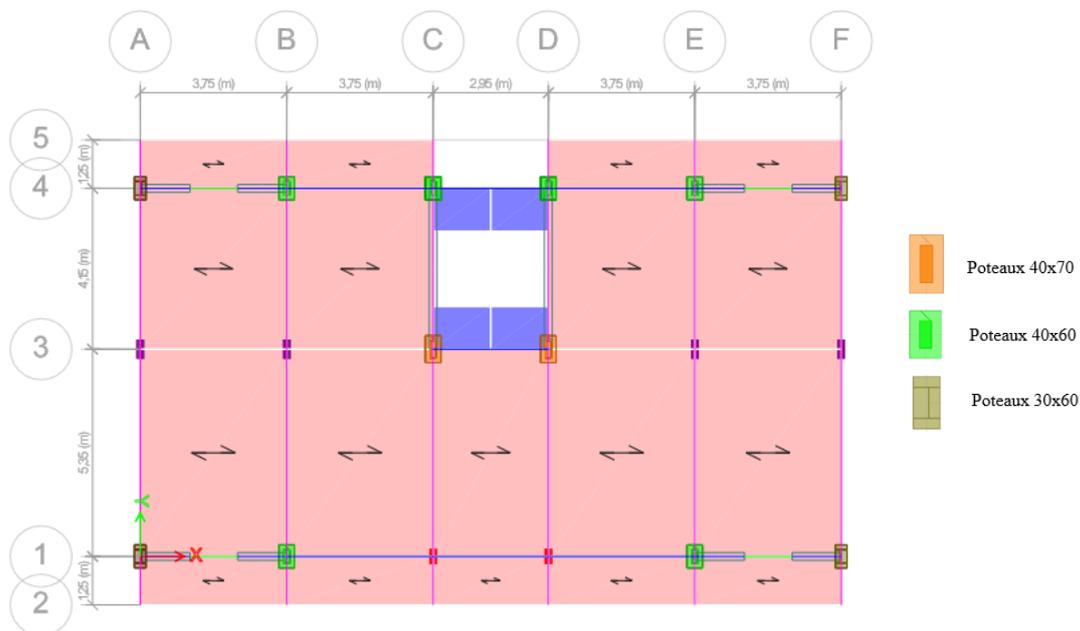
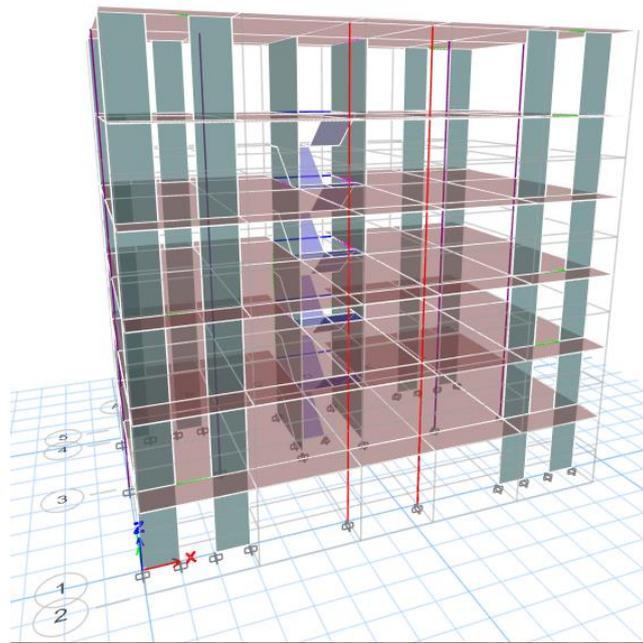
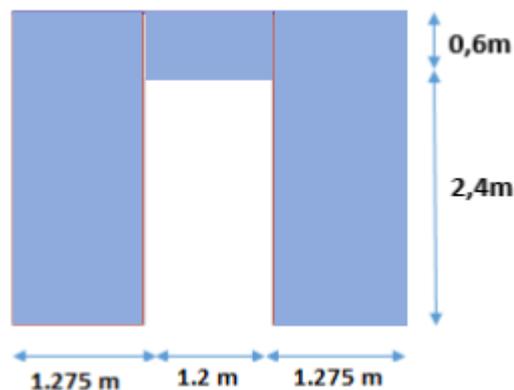


Figure 5.1 La variante réalisée



**Figure 5.2** Vue en 3D du modèle de renforcement

Les dimensions des voiles avec ouvertures sont présentées dans **la figure 5.3**.

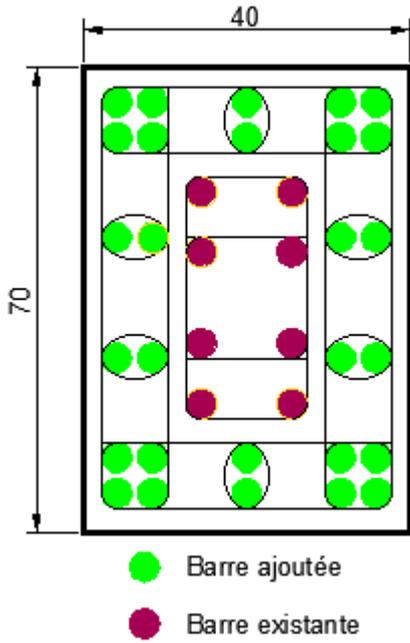


**Figure 3** : Les dimensions des voiles avec ouvertures insérés

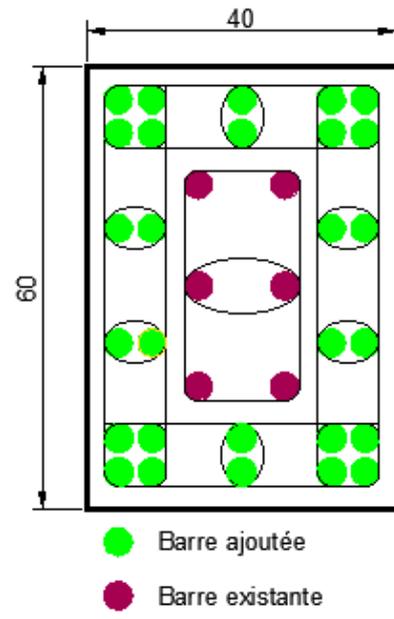
Le ferrailage des voiles réalisés a été fait par des armatures T12 en deux nappes.

Pour les poteaux, il existe quatre sections nouvelles :

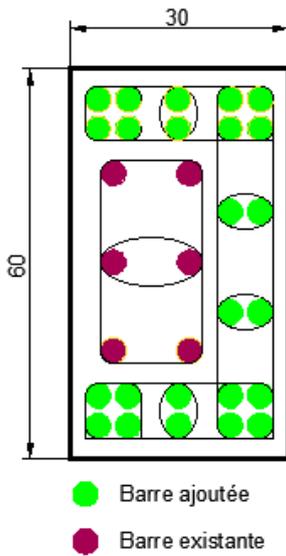
- Poteaux (40x70), l'ajout de 32 barres (T12), ses dispositions sont montrées dans (voir figure 3.4).
- Poteaux (40x60), l'ajout de 28 barres (T12), ses dispositions sont montrées dans (voir figure 3.5).
- Poteaux (30x60), l'ajout de 24 barres (T12), pour cette section, il existe deux dispositions des barres à cause de contrainte architecturale. (voir figures 3.).



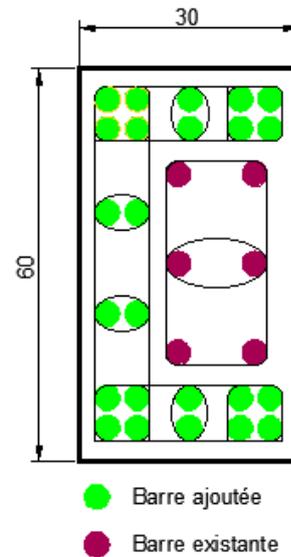
**Figure 5.4** Poteau 40x70



**Figure 5.5** Poteau 40x70



**Figure 5.6** Poteau gauche 30x60



**Figure 5.7** Poteau droit 30x60

### 5.2.1 Analyse modale

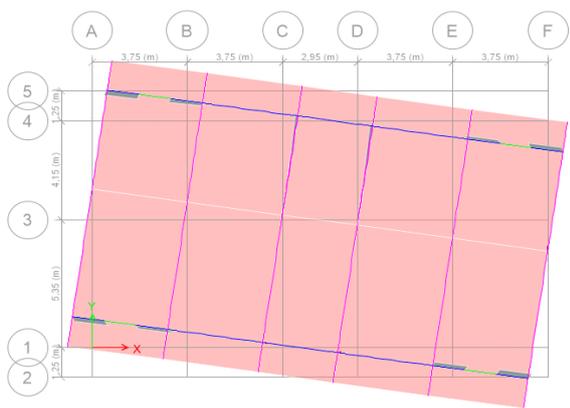
Les résultats de l'analyse modale de la variante renforcée et réalisée sont présentés ci-dessous :

**Tableau 5.1** Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

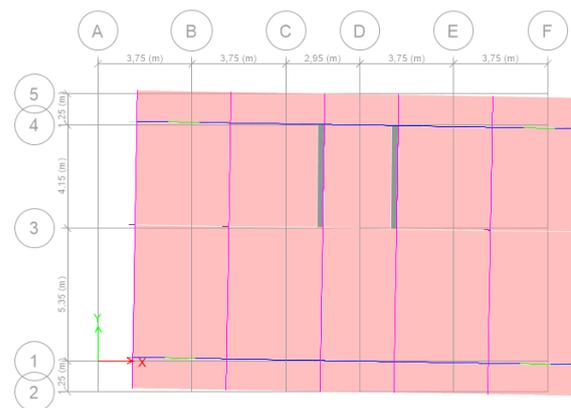
Mode	Period (s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,344	0,004	0,00003118	0,7251	0,004	0,00003118	0,7251
2	0,261	0,7239	0,00002204	0,0038	0,727	0,0001	0,7289
3	0,256	0,00001827	0,6986	3,642E-05	0,727	0,6987	0,729
4	0,095	0,00002547	0,00001293	0,1632	0,727	0,6987	0,8921
5	0,074	0,1625	5,371E-07	9,323E-07	0,890	0,6987	0,8921
6	0,064	0	0,2093	1,036E-05	0,890	0,9079	0,8922
7	0,047	0,00003065	0,00000289	0,0507	0,890	0,9079	0,9428
8	0,037	0,0516	0	4,007E-05	0,942	0,9079	0,9429
9	0,032	0	0,047	0	0,942	0,9549	0,9429
10	0,03	0,00002438	8,125E-07	0,0235	0,942	0,9549	0,9664
11	0,024	0,0238	0	4,502E-05	0,965	0,9549	0,9664
12	0,023	0,00003983	0,00002082	0,0097	0,965	0,9549	0,9761

#### Constatations :

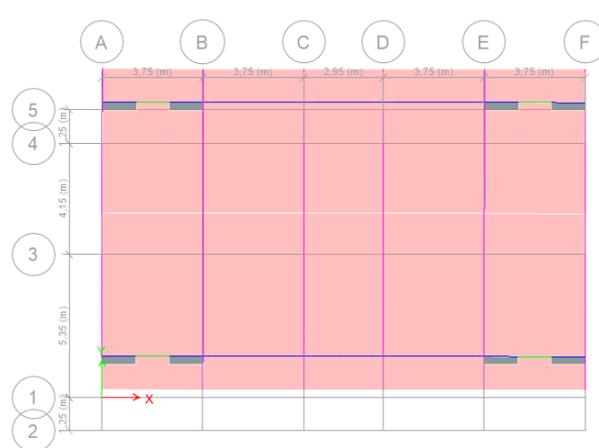
- La participation massique dans les deux directions latérales dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de torsion
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y.



**Premier mode de vibration**



**Deuxieme mode de vibration**



**Le troisième mode de vibration.**

### 5.2.2 Vérification avec le RPA 99 Version 2003 (RPA 2003) :

**a. Vérification de l'effort de cisaillement a la base :** Soit :  $V = \frac{ADQ}{R} W$

$W = 12805,66kN$  ;  $R = 3,5$  ;  $D_x = 1,95$  ;  $D_y = 1,93$  ;  $Q = 1,15$  ;  $A = 0,25$ .

On a :

$$V^x = \frac{0,25 \times 1,95 \times 1,15}{3,5} \times 12805,66kN = 2051,19kN \Rightarrow 0,8V^x = 1640,95kN$$

$$V^y = \frac{0,25 \times 1,93 \times 1,15}{3,5} \times 12805,66kN = 2030,16kN \Rightarrow 0,8V^y = 1624,12kN$$

D'après le fichier des résultats de l'ETABS on a :  $\begin{cases} F_x = V_t^x = 1889,89kN \\ F_y = V_t^y = 1880,14kN \end{cases}$

Ce qui donne :  $V_t^x > 0,8V^x$  ; et  $V_t^y > 0,8V^y$

$\Rightarrow r_x = 0,87$

$\Rightarrow r_x = 0,86$

$\Rightarrow$  **L'effort de cisaillement à la base est vérifié.**

### **b. Vérification de la Période fondamentale**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

-Une période fondamentale :  $T = 0,5s$

$T = 0,344s < 1.3T_e = 0,568s$ . Condition vérifiée.

### c. Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

Le tableau 5.2 représente les résultats du déplacement dans le sens x-x :

Dans le sens X-X						
Niveaux	$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_K$ (mm)	$\Delta_K$ (mm)	$h_e$ (mm)	$\Delta_K / h_e$ (%)	Observation
Etage 5	4,70	16,45	2,77	30	0,09	Vérifiée
Etage 4	3,91	13,68	3,02	30	0,10	Vérifiée
Etage 3	3,04	10,66	3,20	30	0,11	Vérifiée
Etage 2	2,13	7,46	3,17	30	0,10	Vérifiée
Etage 1	1,22	4,29	2,75	30	0,09	Vérifiée
RDC	0,44	1,54	1,54	30	0,05	Vérifiée

Le tableau 5.3 représente les résultats du déplacement dans le sens y-y :

Dans le sens Y-Y						
Niveaux	$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_K$ (mm)	$\Delta_K$ (mm)	$h_e$ (mm)	$\Delta_K / h_e$ (%)	Observation
Etage 5	4,66	16,32	3,23	30	0,10	Vérifiée
Etage 4	3,73	13,09	3,34	30	0,11	Vérifiée
Etage 3	2,78	9,75	3,24	30	0,10	Vérifiée
Etage 2	1,8	6,51	2,90	30	0,09	Vérifiée
Etage 1	1,03	3,61	2,38	30	0,07	Vérifiée
RDC	0,37	1,33	1,33	30	0,04	Vérifiée

Nous remarquons que les déplacements inter étages ne dépassent pas les déplacements admissibles, alors la condition de l'art 5.10 de **le RPA 99 version 2003** est vérifiée.

**N.B.** : d'après l'Art 4.4.3 de **le RPA 99 version 2003**, le calcul des déplacements utilisés correspond aux forces sismiques (Ex et Ey).

### d. Justification de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$N_d$  : L'effort normal de compression correspond à la combinaison de charge  $G + Q \pm E$

$B_c$  : L'aire de la section brute.

$F_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton ( $f_{c28}=20\text{Mpa}$ ) ; ( $f_{c28}=25\text{Mpa}$ ).

Le tableau 5.4 résume les résultats de la vérification de l'effort normal réduit des poteaux.

**Tableau 5.4** Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	Poteaux	$B_c$ ( $m^2$ )	$N_d$ (KN)	$\nu$	Observation
5eme	20 x 40	0,08	101,93	0,06	Vérifiée
	20 x 50	0,1	138,38	0,069	Vérifiée
	30 x 60	0,18	29,14	0,006	Vérifiée
	40 x 60	0,24	50,97	0,01	Vérifiée
	40 x 70	0,28	74,22	0,01	Vérifiée
4eme	20 x 40	0,08	211,89	0,13	Vérifiée
	20 x 50	0,1	263,40	0,13	Vérifiée
	30 x 60	0,18	65,90	0,01	Vérifiée
	40 x 60	0,24	109,92	0,02	Vérifiée
	40 x 70	0,28	200,08	0,03	Vérifiée
3eme	20 x 40	0,08	345,63	0,17	Vérifiée
	20 x 50	0,1	390,79	0,16	Vérifiée
	30 x 60	0,18	128,97	0,02	Vérifiée
	40 x 60	0,24	224,86	0,04	Vérifiée
	40 x 70	0,28	366,29	0,05	Vérifiée
2eme	20 x 40	0,08	480,49	0,24	Vérifiée
	20 x 50	0,1	520,44	0,21	Vérifiée
	30 x 60	0,18	212,68	0,05	Vérifiée
	40 x 60	0,24	364,21	0,06	Vérifiée
	40 x 70	0,28	562,12	0,08	Vérifiée
1 <sup>er</sup>	20 x 40	0,08	616,54	0,38	Non Vérifiée
	20 x 50	0,1	653,13	0,26	Vérifiée
	30 x 60	0,18	327,93	0,07	Vérifiée
	40 x 60	0,24	523,95	0,09	Vérifiée
	40 x 70	0,28	782,31	0,11	Vérifiée
RDC	20 x 40	0,08	753,56	0,47	Non Vérifiée
	20 x 50	0,1	789,65	0,39	Non Vérifiée
	30 x 60	0,18	512,74	0,11	Vérifiée
	40 x 60	0,24	696,09	0,12	Vérifiée
	40 x 70	0,28	1017,08	0,15	Vérifiée

### 5.3 ANALYSE PUSHOVER

Les courbes de capacité obtenue lors de l'analyse Pushover dans les deux sens (X-X et Y-Y), sont données respectivement par les figures (8 ; 9).

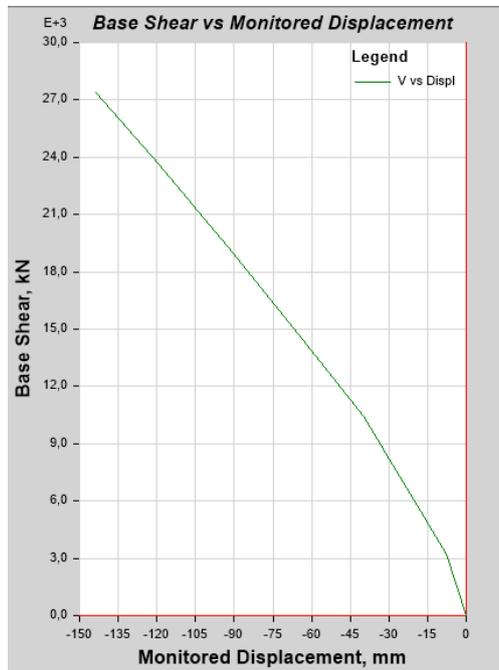


Figure 5.8 Courbe pushover selon l'axe X-X

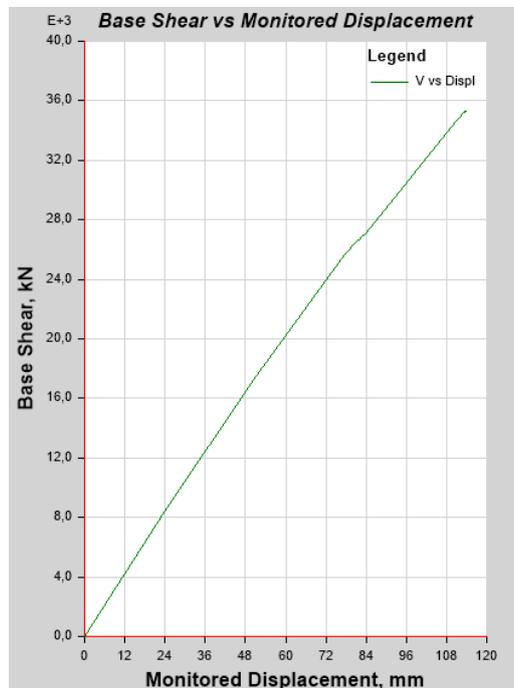


Figure 5.9 Courbe Pushover selon l'axe Y-Y.

Les courbes représentent la variation de l'effort tranchant à la base (KN) en fonction du déplacement au sommet (mm), pour la direction (X-X) on remarque que la structure atteint un déplacement max **143,787mm** qui correspond à un effort tranchant à la base **27416,729 KN**. Alors que dans le sens (Y-Y) elle atteint un déplacement max **113,723mm** qui correspond à un effort tranchant à la base **35273,9485KN**.

Les tableaux (4 ; 5) : présente la dernière étape de l'analyse Pushover selon les deux sens (X-X et Y-Y) respectivement.

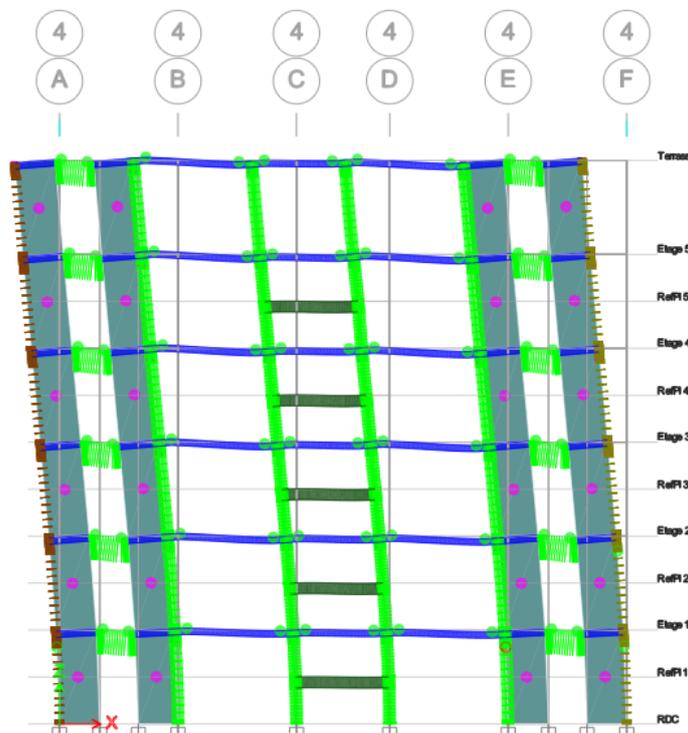
**Tableau 5.5** la dernière étape de l'analyse Pushover selon l'axe X-X

Monitored Displ (mm)	Base Force (KN)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
143,787	27416,729	348	137	0	132	1	561	53	3	1	618

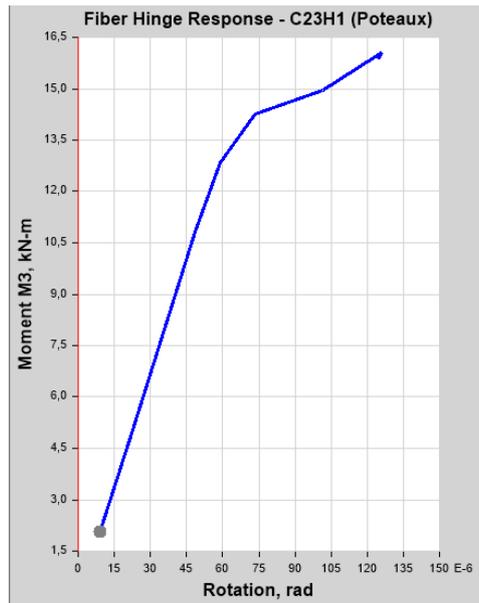
**Tableau 5.6** la dernière étape de l'analyse Pushover selon l'axe Y-Y

Monitored Displ (mm)	Base Force (KN)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
113,526	35280,285	362	118	0	132	6	602	8	1	7	618

La figure 5.10 présente le développement des rotules plastiques avec leurs niveaux de performance. Cas de la dernière étape de l'analyse Pushover dans la direction (X-X).



**Figure 5.10** Positions des rotules plastiques (File 4 plan XZ)

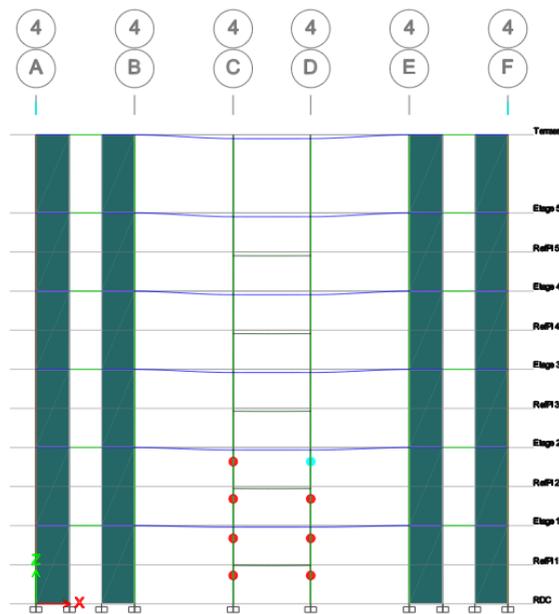


**Figure 5.11** l'évolution de la rotule plastique (CP)

La figure 5.11 représente l'évolution de la rotule plastique au niveau du nœud de base du poteau le plus sollicité au RDC. Les dimensions du poteau sont de 20x50 cm.

**Sens (Y-Y) :**

Il existe sept (07) rotules plastiques de niveau de performance CP au niveau des poteaux de section 40x60 (file 4). (Voir figure 5.12).



**Figure 5.12** Positions des rotules plastiques

La figure 5.13 représente l'évolution de la rotule plastique au niveau du nœud de base du poteau le plus sollicité au RDC. Les dimensions du poteau sont de 40x 70 cm.

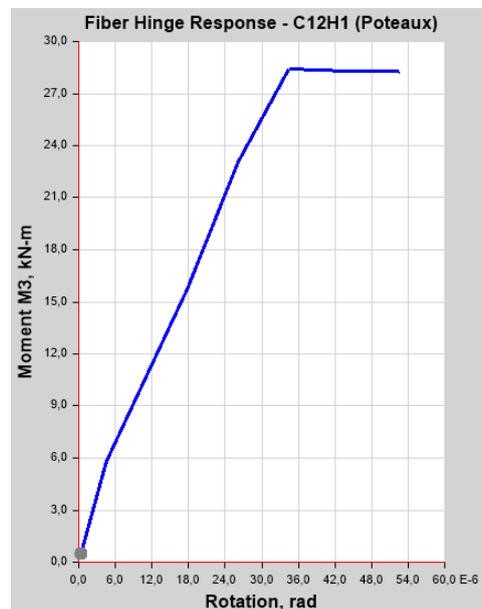


Figure 5.13 l'évolution de la rotule plastique (CP).

#### Commentaires :

- Dans la direction (X-X), la structure atteint un déplacement max au sommet (143.79 mm) qui correspond à un effort tranchant à la base (27416.73 KN).
- Dans la direction (Y-Y), la structure supporte une force latérale à la base (35280.285 KN) qui engendre un déplacement max au sommet (113.53 mm).
- Dans le sens (Y-Y) la structure présente une capacité plus importante que celle dans la direction (X-X)

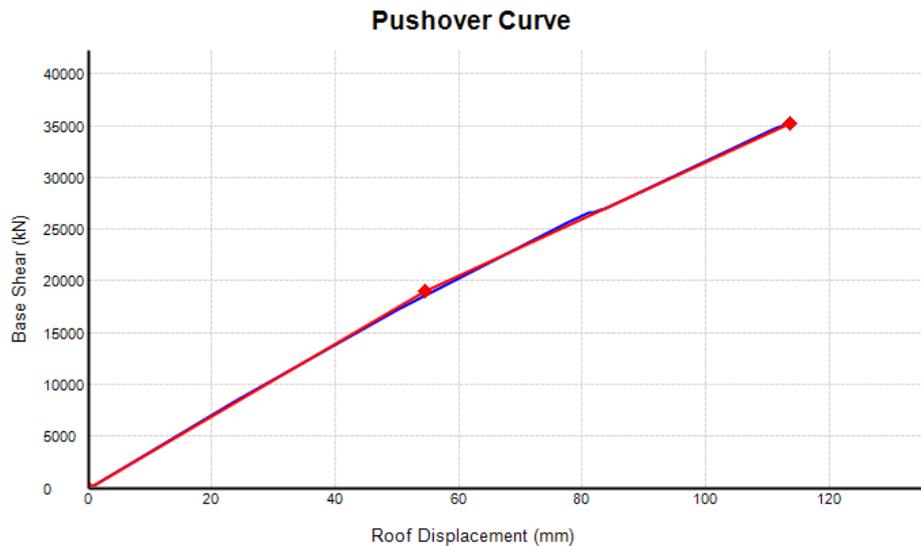
#### 5.3.1 Idéalisation des courbes de capacité

La courbe de capacité selon la direction (X-X) a une forme bilinéaire. Donc, il n'est pas nécessaire de l'idéaliser encore une fois.

La courbe de capacité dans le sens (Y-Y) est faite par le logiciel BILIN dans la figure suivante.

Tableau 5.7 Les caractéristiques des courbes idéalisées

	La limite de phase élastique		La limite de phase plastique	
	L'effort tranchant KN	Le déplacement mm	L'effort tranchant KN	Le déplacement mm
Pushover selon x-x	3211.46	7.91	27416.73	143.79
Pushover selon y-y	18960.78	54.52	35278.24	113,72



**Figure 5.14** Courbe de capacité selon le sens (Y-Y)

#### 5.4 CALCUL DU DEPLACEMENT CIBLE PAR LA METHODE DU COEFFICIENT DE MODIFICATION DU DEPLACEMENT (FEMA 356 ; FEMA 440) :

Le déplacement cible est donnée par la formule suivante :

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \cdot g$$

Les étapes de calcul du déplacement cible sont expliquées dans le chapitre 2 du présent mémoire

- **Dans le sens X-X**

$$C_0 = 1.42 \text{ (Voir tableau 2.1)}$$

$$C_1 = 1 \quad \text{Pour } T_e \geq T_s$$

$$C_1 = \frac{1 + (R-1) \times \frac{T_s}{T_e}}{R} \quad \text{Pour } T_e < T_s$$

D'après le spectre de réponse  $T_s=0,5s$

$$\text{Nous avons } T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

$$T_i = 0.344 \text{ (analyse modale)}$$

D'après la courbe de capacité bilinéaire :

$$K_i = 406000 \text{ KN/m} ; K_e = 406000 \text{ KN/m}$$

$$T_e = T_i = 0.344s > T_s = 0,5s$$

Donc :

$$C_1 = \frac{1 + (R - 1) \times \frac{T_s}{T_e}}{R} \quad \text{Pour } T_e < T_s$$

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$$

$$S_a = 0.781$$

$$V_y = 3211.46 \text{ kN}$$

$$W = 12805.66 \text{ kN}$$

$$C_m = 0.8 \text{ (Tableau 2.2)}$$

$$R = 2.49$$

**Donc,  $C_1 = 1.27$**

On a choisi le portique type 1 et la Performance CP (voir tableau 2.3), donc :

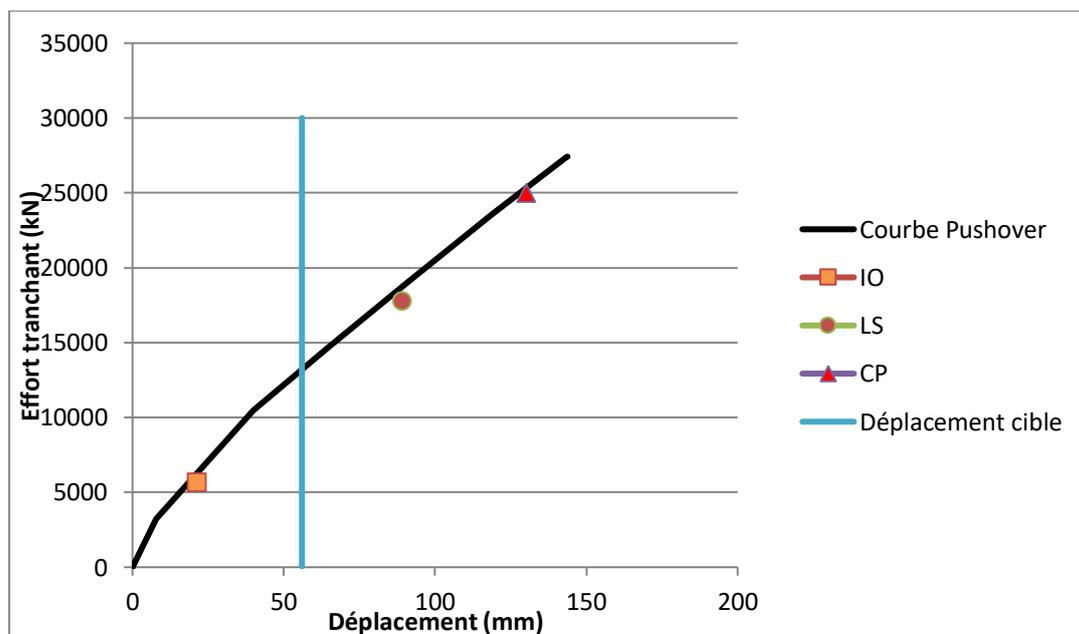
$$C_2 = 1,35$$

Selon la courbe de capacité idéalisée, nous sommes dans le cas où la structure a une rigidité post-élastique positive. Donc :

$$C_3 = 1$$

Donc,  $\delta t_x = 55.91 \text{ mm}$

Pour la direction(X-X) il y a l'intersection entre la droite verticale dont l'équation est  $x = \delta t = 55.91 \text{ mm}$  avec la courbe de capacité.(Voir **figure 5.15**).



**Figure 5.15** Intersection de la courbe de capacité idéalisée avec le déplacement cible (X-X)

- **Dans le sens Y-Y**

$$C_0 = 1.42 \text{ (Voir tableau 2.1)}$$

$$C_1 = 1 \quad \text{Pour } T_e \geq T_s$$

$$C_1 = \frac{1+(R-1) \times \frac{T_s}{T_e}}{R} \quad \text{Pour } T_e < T_s$$

D'après le spectre de réponse  $T_s=0,5s$

$$\text{Nous avons } T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

$$T_i = 0.344 \text{ (analyse modale)}$$

D'après la courbe de capacité bilinéaire :

$$K_i = 347795.4 \text{ KN/m ; } K_e = 353947.96 \text{ KN/m}$$

$$T_e = 0.338s > T_s = 0,5s$$

Donc :

$$C_1 = \frac{1 + (R - 1) \times \frac{T_s}{T_e}}{R} \quad \text{Pour } T_e < T_s$$

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} \cdot C_m$$

$$S_a = 0.781$$

$$V_y = 18960.78 \text{ kN}$$

$$W = 12805.66 \text{ kN}$$

$$C_m = 0.8 \text{ (Tableau 2.2)}$$

$$R = 4.22$$

**Donc,  $C_1=1.37$**

On a choisi le portique type 1 et la Performance CP (voir tableau 2.3), donc :

$$C_2 = 1,35$$

Selon la courbe de capacité idéalisée, nous sommes dans le cas où la structure a une rigidité post-élastique positive. Donc :

$$C_3 = 1$$

$$\text{Donc, } \delta t_x = 58.22 \text{ mm}$$

Pour la direction (Y-Y) il y a l'intersection entre la droite verticale dont l'équation est  $x = \delta t = 58.22 \text{ mm}$  avec la courbe de capacité.

## 5.5 COMPARAISON AVANT/APRES RENFORCEMENT

Les tableaux 5.8 et 5.9 représentent une comparaison entre la structure avant et après renforcement.

**Tableau 5.8** comparaison entre la structure avant et après renforcement

	La structure avant renforcement	La structure après renforcement
	Analyse modale et règles RPA99/2003	
Périodes (s)	1,374	0,344
Mode fondamental	Translation selon l'axe(X-X) 63,37%	Torsion 72,51%
Poids des structures (KN)	9548,51	12805,66
Effort tranchant à la base (KN)	1211,35	1889,89
$F_x > 0.8 V_x$	non vérifiée	vérifiée
$F_y > 0.8 V_y$	vérifiée	vérifiée
Tanalytique <1.3 Tempirique	non vérifiée	vérifiée
Déplacement inter-étage	non vérifiée	vérifiée
Effort normale réduit	non vérifiée	vérifiée

**Tableau 5.9** Comparaison selon l'analyse pushover

		Analyse Pushover	
		La structure avant renforce-	La structure après renfor-
La direc- tion (X-X)	Déplacement max (mm)	177,463	143,787
	Effort tranchant correspondant	1069,346	27416,729
	Déplacement cible (mm)	317.1	55.91
La direc- tion (Y-Y)	Déplacement max (mm)	47,116	113,526
	Effort tranchant correspondant	1282,0899	35280,285
	Déplacement cible (mm)	317.1	58.22

## 5.6 CONCLUSION

La variante de renforcement réalisé après le séisme a permis de vérifier les conditions du règlement parasismique algérien (RPA99/2003) afin d'éviter la ruine dans l'ensemble des étages et ainsi la structure. Sa capacité ainsi que son niveau de performance vis-à-vis du chargement sismique ont été améliorés grâce à l'insertion des voiles de contreventement et le chemisage des poteaux.

Néanmoins, nous tenons à relever les observations suivantes :

L'apparition de la torsion au premier mode de vibration de la structure ; et ceci est dû au faible taux de participation des voiles insérés dans la direction transversale dans la rigidité à la torsion du bâtiment.

La capacité de la structure dans la direction (Y-Y) est largement supérieure à celle dans la direction (X-X). Ceci est dû probablement aux ouvertures existantes au niveau des voiles disposés dans la direction (X-X).

Le renforcement de la structure dans la direction (Y-Y) a permis à cette dernière d'avoir une capacité très importante.

La présentation du déplacement cible sur la courbe de capacité nous a permis de constater que la demande sismique est inférieure de moitié par rapport à la capacité élastique de la structure. A cet effet, nous considérons que le renforcement de la structure dans cette direction est exagéré.

# **Chapitre VI :**

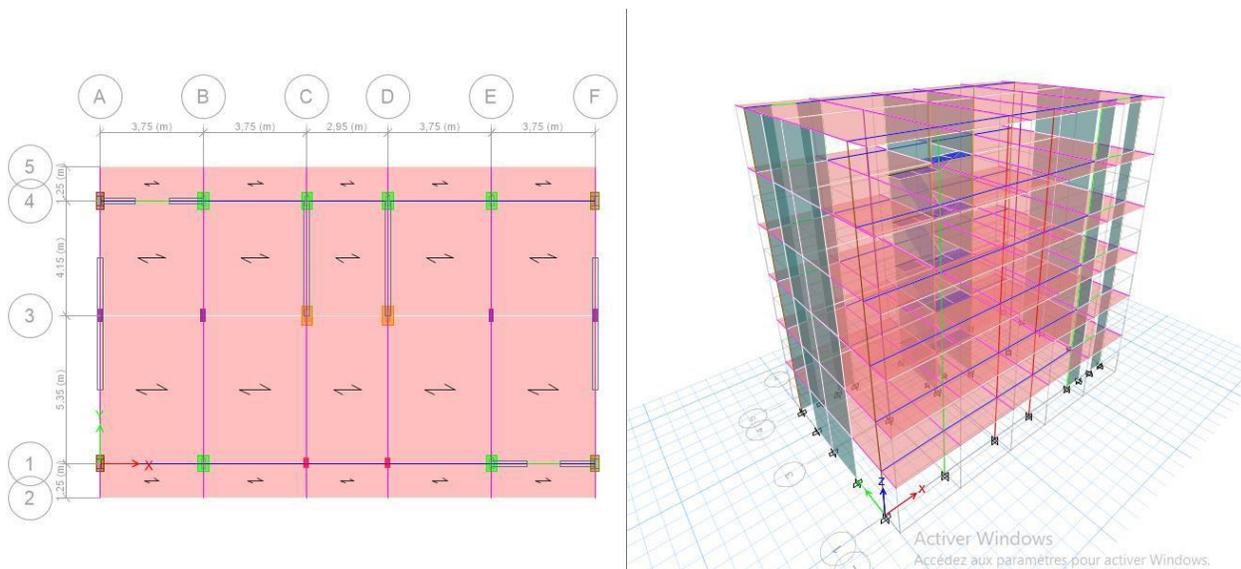
**CONTRIBUTION AU DÉVELOPEMENT DE SOLUTIONS DE  
RENFORCEMENT DE BATIMENT :  
PAR INSERSION DES VOILES DE CONTREVENTEMENT,  
CHEMISAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX ET INSERTION  
D'AMORTISSEURS EXTERIEURS**

## 6.1 INTRODUCTION

Le renforcement parasismique d'une structure consiste à améliorer son niveau de performance vis-à-vis des sollicitations sismiques majeures. A cet effet, nous nous proposons dans ce chapitre d'investiguer d'autres choix et solutions de renforcement pour le bâtiment étudiée afin de lui procurer un meilleur comportement sismique. Cela à travers l'analyse de nouvelles solutions de renforcement, soit par l'insertion d'éléments en béton armé.

## 6.2 RENFORCEMENT DE LA STRUCTURE PAR LA PREMIERE VARIANTE PROPOSEE

Nous présentons ci-dessous le schéma de la première variante proposée où 8 voiles d'une épaisseur de 20 cm ont été insérés, 4 dans le sens longitudinal de longueur 2,65 m, 2 m et 4 m dans le sens transversal de longueur 3.25 m et 16 poteaux ont été chemisés.



**Figure 6.1** Première variante proposée

### 6.2.1. Analyse modale

Les résultats de l'analyse modale de la variante renforcée et réalisée sont présentés ci-dessous :

**Tableau 6.1** Périodes et facteurs de participation massique du modèle

Mode	Period (sec)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,348	0,7329	0,0001	0	0,7329	0,0001	0,0007	0,0007
2	0,179	0,0001	0,7024	0	0,733	0,7025	0,0009	0,0016
3	0,169	0,0009	0,0009	0	0,7339	0,7034	0,7102	0,7118
4	0,103	0,1571	0,0001	0	0,891	0,7034	0,0002	0,712
5	0,051	0,0513	0,00002446	0	0,9423	0,7035	0,00003217	0,712
6	0,045	0,000003699	0,2073	0	0,9423	0,9108	0,000006936	0,712
7	0,044	0,00002542	0,000002904	0	0,9424	0,9108	0,1974	0,9094
8	0,033	0,0236	0	0	0,966	0,9108	0,000009219	0,9094
9	0,025	0,0093	0	0	0,9753	0,9108	0	0,9094
10	0,023	0	0,0459	0	0,9753	0,9567	0,000001467	0,9094
11	0,022	8,572E-07	0	0	0,9753	0,9567	0,0456	0,955
12	0,021	0,0022	0	0	0,9775	0,9567	5,668E-07	0,955

- **Constatations:**

-La participation massique dans les deux directions latérales dépasse le seuil des 90% à partir du 6<sup>ème</sup> mode.

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à X-X.

- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y.

- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion.

### **6.2.2 Vérification selon le RPA 99 Version 2003 [RPA .03]:**

a) **Vérification de l'effort de cisaillement a la base :** Soit :  $V = \frac{ADQ}{R} W$

$W = 13192,28 \text{ KN}$ ;  $R = 3,5$  ;  $D_x = 1,95$  ;  $D_y = 1,93$  ;  $Q = 1,15$  ;  $A = 0,25$ .

On a :

$$V^x = \frac{0,25 \times 1,95 \times 1,15}{3,5} \times 13192,28 \text{ kN} = 2113,12 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 1690,50 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25 \times 1,93 \times 1,15}{3,5} \times 13192,28 \text{ kN} = 2091,44 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 1673,16 \text{ kN}$$

D'après le fichier des résultats de l'**ETABS** on a : 
$$\begin{cases} F_x = V_t^x = 1977,48kN \\ F_y = V_t^y = 1984,88kN \end{cases}$$

Ce qui donne :  $V_t^x > 0,8V^x$  et  $V_t^y > 0,8V^y$

**L'effort de cisaillement à la base est vérifié.**

### b) Vérification de la Période

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

-Une période fondamentale :  $T=0,348s$

$$T=0,348s < 1.3T_e = 0,568s. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### Commentaire :

Toutes les conditions sont vérifiées.

### c) Vérification des déplacements latéraux inter-étages

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

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01he$

Où :  $he$  représente la hauteur de l'étage.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \delta_K^x = R\delta_{eK}^x & \text{et} & \delta_K^y = R\delta_{eK}^y \\ \Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x & \text{et} & \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y \end{cases}$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens

$x-x$  (idem dans le sens  $y-y$ ,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $K$  dans le sens  $x-x$  (idem dans le sens  $y-y$ ,  $\delta_{eK}^y$ ).

**Tableau 6.2.** Vérification des déplacements inter-étages (X-X)

Niveaux	Dans le sens X-X						Observation
	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$h_e$ (cm)	$\Delta_K / h_e$ (%)	
<b>RDC</b>	0,08	0,28	0	0,28	300	0,09	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	0,22	0,77	0,28	0,49	300	0,16	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	0,38	1,33	0,77	0,56	300	0,18	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	0,54	1,89	1,33	0,56	300	0,18	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	0,69	2,42	1,89	0,53	300	0,18	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	0,83	2,91	2,42	0,49	300	0,16	<b>Vérifiée</b>

**Tableau 6.3.** Vérification des déplacements inter-étages (Y-Y)

Niveaux	Dans le sens Y-Y						Observation
	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$h_e$ (cm)	$\Delta_K / h_e$ (%)	
<b>RDC</b>	0,02	0,07	0	0,07	300	0,02	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	0,05	0,18	0,07	0,11	300	0,03	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	0,09	0,32	0,18	0,14	300	0,04	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	0,13	0,46	0,32	0,14	300	0,04	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	0,18	0,63	0,46	0,17	300	0,05	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	0,22	0,77	0,63	0,14	300	0,04	<b>Vérifiée</b>

Nous remarquons que les déplacements inter étages ne dépassent pas les déplacements admissibles sur Y-Y, mais il le dépasse sur X-X, alors la condition de l'art 5.10 de le **RPA 99 version 2003** n'est pas vérifiée.

**N.B :** d'après l'Art 4.4.3 de le **RPA 99 version 2003**, le calcul des déplacements utilisés correspond aux forces sismiques ( $E_x$  et  $E_y$ ).

#### d) justification de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$N_d$  : L'effort normal de compression correspond à la combinaison de charge  $G + Q \pm E$

$B_c$  : L'aire de la section brute.

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton pour les poteaux chemisés ( $f_{c28} = 25$  Mpa).

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton pour les poteaux non chemisés ( $f_{c28} = 20$  Mpa).

**Tableau 6.4 Vérification de l'effort normal réduit.**

Poteaux	$B_c$ ( $\text{cm}^2$ )	$N_d$ (KN)	$v$	vérification
<b>Poteaux centraux</b>	20x50	46,44	0,02	vérifiée
<b>Poteaux dangles chemisés</b>	30x60	821,88	0,18	vérifiée
<b>Poteaux centraux chemisés</b>	40x70	1373,75	0,19	vérifiée
<b>Poteaux de rives chemisés</b>	40x60	1101,25	0,18	vérifiée

**L'effort normal réduit est vérifié.**

### 6.3 RENFORCEMENT DE LA STRUCTURE PAR LA DEUXIEME VARIANTE PROPOSEE

Nous présentons ci-dessous le schéma de la première variante proposée où 8 voiles d'une épaisseur de 20 cm ont été insérés, 4 dans le sens longitudinal de longueur de 2 m, 2 m et 4 m dans le sens transversal de longueur 3.25 m et 16 poteaux ont été chemisés.

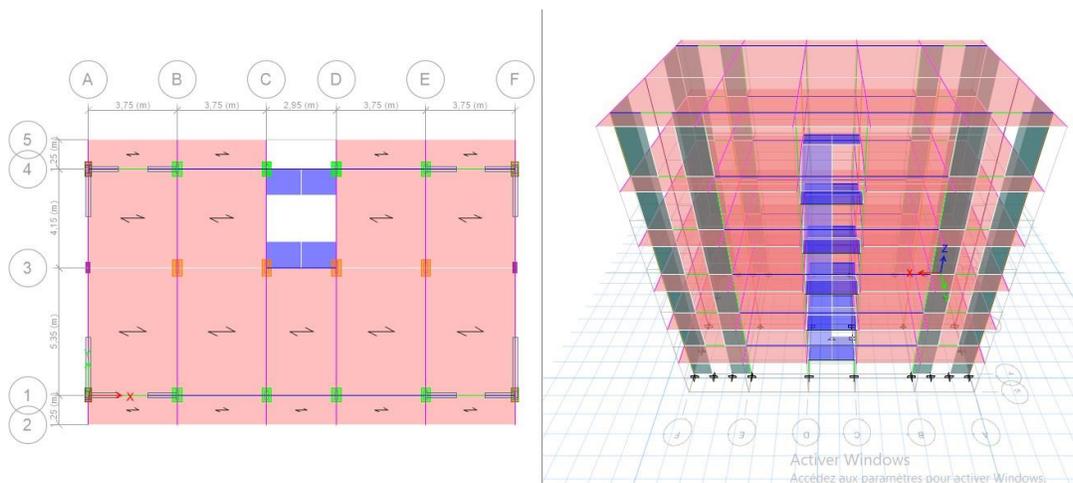


Figure 6.2 Deuxième variante proposée

#### 6.3.1. Analyse modale

Les résultats de l'analyse modale de la variante renforcée et réalisée sont présentés ci-dessous :

Tableau 6.5 Périodes et facteurs de participation massique du modèle

Mode	Period (Sec)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0,301	0,000001912	0,6971	0,000001912	0,6971	0	0
2	0,239	0,7487	0,000002058	0,7487	0,6971	0,0003	0,0003
3	0,176	0,0006	0	0,7493	0,6971	0,7135	0,7139
4	0,073	0,00002414	0,2019	0,7493	0,8989	0	0,7139
5	0,07	0,1528	0,00002949	0,9021	0,899	0,0001	0,7139
6	0,047	0,00002066	5,519E-07	0,9021	0,899	0,1846	0,8985
7	0,035	0,049	0,00001231	0,9511	0,899	0,00002024	0,8985
8	0,035	0,000009633	0,0562	0,9511	0,9552	0	0,8985
9	0,023	0,0187	0,0001	0,9698	0,9553	0,0078	0,9064
10	0,023	0,0036	0,0015	0,9734	0,9568	0,0386	0,9449
11	0,023	0,0001	0,0187	0,9734	0,9755	0,0038	0,9487
12	0,018	0	0,0068	0,9734	0,9823	0,000003607	0,9487

- **Constatations:**

-La participation massique dans les deux directions latérales dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode.

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à y-y.

- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à x-x.

- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion.

### **6.3.2. Vérification selon le RPA 99 Version 2003 [RPA ,03]:**

a) **Vérification de l'effort de cisaillement a la base :** Soit :  $V = \frac{ADQ}{R} W$

$W = 12940,71 \text{ KN}$ ;  $R = 3,5$  ;  $D_x = 1,95$  ;  $D_y = 1,93$  ;  $Q = 1,15$  ;  $A = 0,25$ .

On a :

$$V^x = \frac{0,25 \times 1,95 \times 1,15}{3,5} \times 12940,71 \text{ kN} = 2072,82 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 1658,26 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25 \times 1,93 \times 1,15}{3,5} \times 12940,71 \text{ kN} = 2051,56 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 1641,25 \text{ kN}$$

D'après le fichier des résultats de l'**ETABS** on a :

$$\begin{cases} F_x = V_t^x = 1974,80 \text{ kN} \\ F_y = V_t^y = 1900,15 \text{ kN} \end{cases}$$

Ce qui donne :  $V_t^x > 0,8V^x$  et  $V_t^y > 0,8V^y$

**L'effort de cisaillement à la base est vérifié.**

### **b) Vérification de la Période**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

-Une période fondamentale :  $T = 0,301 \text{ s}$

$T = 0,301 \text{ s} < 1.3T_e = 0,568 \text{ s} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**Commentaire :**

Toutes les conditions sont vérifiées.

**c) Vérification des déplacements latéraux inter-étages**

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

En effet, selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :  $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

Avec :  $\delta_K^x = R\delta_{eK}^x$  et  $\delta_K^y = R\delta_{eK}^y$   
 $\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x$  et  $\Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens

$x-x$  (idem dans le sens  $y-y$ ,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $K$  dans le sens  $x-x$  (idem dans le sens  $y-y$ ,  $\delta_{eK}^y$ ).

**Tableau 6.6.** Vérification des déplacements inter-étages (X-X)

Niveaux	Dans le sens X-X						Observation
	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$h_e$ (cm)	$\Delta_K / h_e$ (%)	
<b>RDC</b>	0,04	0,14	0	0,14	300	0,04	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	0,11	0,39	0,14	0,25	300	0,08	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	0,18	0,63	0,39	0,24	300	0,08	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	0,26	0,91	0,63	0,28	300	0,09	<b>Vérifiée</b>

<b>Etage 4</b>	0,33	1,16	0,91	0,25	300	0,08	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	0,38	1,33	1,16	0,17	300	0,05	<b>Vérifiée</b>

**Tableau 6.7.** Vérification des déplacements inter-étages (Y-Y)

Niveaux	Dans le sens Y-Y						Observation
	$\delta_{eK}$ (cm)	$\delta_K$ (cm)	$\delta_{K-1}$ (cm)	$\Delta_K$ (cm)	$h_e$ (cm)	$\Delta_K / h_e$ (%)	
<b>RDC</b>	0,05	0,18	0	0,18	300	0,06	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	0,14	0,49	0,18	0,31	300	0,1	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	0,25	0,88	0,49	0,39	300	0,13	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	0,38	1,33	0,88	0,45	300	0,15	<b>vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	0,51	1,79	1,33	0,46	300	0,15	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 5</b>	0,64	2,24	1,79	0,45	300	0,15	<b>Vérifiée</b>

Nous remarquons que les déplacements inter étages ne dépassent pas les déplacements admissibles sur Y-Y, mais il le dépasse sur X-X, alors la condition de l'art 5.10 de **le RPA 99 version 2003** n'est pas vérifiée.

**N.B :** d'après l'Art 4.4.3 de **le RPA 99 version 2003**, le calcul des déplacements utilisés correspond aux forces sismiques (Ex et Ey).

#### d) justification de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

**$N_d$**  : L'effort normal de compression correspond à la combinaison de charge  $G + Q \pm E$

$B_c$  : L'aire de la section brute.

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton pour les poteaux chemisés ( $f_{c28} = 25$  Mpa).

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton pour les poteaux non chemisés ( $f_{c28} = 20$  Mpa).

**Tableau 6.8 Vérification de l'effort normal réduit.**

Poteaux	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	$\nu$	vérification
<b>Poteaux centraux</b>	20x50	236,15	0,12	vérifiée
<b>Poteaux dangles chemisés</b>	30x60	370,31	0,08	vérifiée
<b>Poteaux centraux chemisés</b>	40x70	1070,36	0,15	vérifiée
<b>Poteaux de rives chemisés</b>	40x60	880,94	0,15	vérifiée

**L'effort normal réduit est vérifié.**

## 6.4. RENFORCEMENT DE LA STRUCTURE PAR INSERTION D'AMORTISSEURS EXTERIEURS

### 6.4.1 Etat de l'art sur les amortisseurs extérieurs

L'idée nouvelle est la suivante : au lieu d'opposer la force à la force, au lieu de tenter vainement de résister à l'énergie sismique, il faut l'accepter et l'absorber en atténuant son impact en évitant qu'elle ne pénètre dans la structure de la construction. (Bsaibes 2010)

De nombreuses méthodes ont été proposées pour atteindre une performance optimale des structures qui sont soumises à une excitation sismique. L'approche classique exige que les structures puissent résister passivement aux séismes grâce à une combinaison de force, de la déformabilité et de l'absorption d'énergie. Le niveau d'amortissement de ces structures est généralement très faible et donc la quantité d'énergie dissipée au cours du comportement élastique est très faible. Au cours de forts séismes, ces structures se déforment bien au-delà de la limite élastique et demeurent intactes en raison de leur capacité à se déformer inélastiquement. Cette approche est connue sous le nom de construction résistant aux séismes ; elle est basée sur l'établissement de structures rigides de capacité de déformation suffisante pour passer à la gamme inélastique (structures ductiles). Les ingénieurs ont atteint cet objectif en combinant des systèmes structurels tels que les murs de contreventement, les portiques rigides et entretoisés en acier pour qu'ils soient capables de résister à des charges latérales dues à une excitation sismique. On considère les structures symétriques qu'on favorise par rapport aux structures irrégulières, puisque celles-ci présentent des problèmes d'excentricité. Le choix des matériaux à utiliser est également important, car il existe des matériaux plus ductiles (comme l'acier) que d'autres. Le sol de fondation est également un facteur important influant sur les caractéristiques dynamiques de la structure. (Marsico 2009) pour diminuer l'impact d'un séisme :

a. Minimiser l'énergie sismique transmise à la structure en :

- Diminuant la masse (Construction légère, utilisation de matériaux ayant un bon rapport poids résistance et composants non structuraux légers)
- Diminuant l'accélération (modifier les raideurs donc la période et ainsi diminuer l'accélération (réponse de la structure). Concevoir une structure dont les périodes propres de vibrations sont très différentes de la période dominante du sol en cas de séisme (s'éloigner du risque de résonance) :
  - structures rigides (à murs porteurs en béton armé) sur terrains meubles.
  - structures souples (poteaux, poutres) sur sols rocheux.
  - utilisation d'appuis parasismiques (appuis très souples).
    - Évitant des distributions de masses ou de raideurs défavorables :
      - dissymétrie
      - masse en hauteur

- irrégularités

b. Augmenter le stockage d'énergie mécanique (potentielle et cinétique) c'est-à-dire augmenter la résistance mécanique dans le domaine élastique.

c. Augmenter la dissipation d'énergie, c'est-à-dire augmenter l'amortissement externe (ajout de dispositifs d'amortissement) ou interne (plastification des matériaux).

Parmi ces méthodes innovantes de contrôle, on peut distinguer quatre approches différentes :

- Système de contrôle passif.
- Système de contrôle actif.
- Système de contrôle semi-actif.
- Système de contrôle hybride.

**Tableau 6.9** Système de contrôle de la réponse sismique

Système de contrôle de la réponse sismique			
Système de contrôle passif	Système de contrôle actif	Système de contrôle semi-actif	Système de contrôle hybride
- Isolateurs à la base	- Masse active		
- Dissipateurs d'énergie	- Tendeurs actifs	- Dissipateurs à orifice variable	- Isolation active
- Oscillateurs de résonance (TMD et TLD)	- Disposition de frottement actif	- Dissipateurs à friction variable	- Oscillateur hybride HMD
- Câble de précontrainte	- Contreventement actif	- Dissipateurs à fluide contrôlables	
	- Oscillateurs actifs AMD		

#### 6.4.1.1 Système de contrôle passif

Le séisme génère des mouvements du sol qui imposent des forces d'inertie latérales sur les bâtiments ou les structures. Ces derniers vont répondre de façon dynamique. L'amplitude de la vibration de la construction dépend essentiellement de quatre paramètres : les caractéristiques du mouvement du sol, la masse, la rigidité et l'amortissement de la structure.

Les systèmes passifs permettent de réduire considérablement la réponse du bâtiment aux sollicitations extérieures grâce à leurs propriétés dynamiques intrinsèques. Ces systèmes peuvent dissiper l'énergie de façon directe par friction ou de façon indirecte en contrebalançant les vibrations.

Les techniques passives d'amortissement des vibrations structurales utilisent l'intégration ou l'ajout de matériaux ou systèmes, possédant des propriétés d'amortissement, couplés à la structure de telle façon que les vibrations de la structure soient amorties passivement, c'est-à-dire, sans aucune intervention extérieure supplémentaire et sans apport d'énergie de l'extérieur. Ces systèmes sont conçus pour dissiper une grande partie de l'énergie indésirable induite par le séisme. Le contrôle passif consiste à superposer à la structure un dispositif qui modifie la rigidité ou l'amortissement du système structural (Cundumi Sánchez 2005).

### Isolateurs à la base

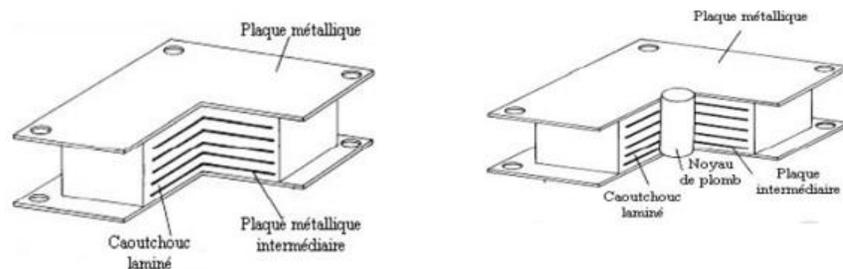
Les systèmes d'isolation de base séparent la structure du sol et possèdent une grande rigidité verticale et une grande flexibilité dans le plan horizontal. Cette grande flexibilité permet de transmettre les vibrations du sol à la superstructure en atténuant la fréquence et l'amplitude, soulageant le bâtiment de contraintes trop violentes.

Ces systèmes sont simples de fabrication et il existe plusieurs types d'isolateurs :

- a- Les systèmes à base d'élastomère : L'isolation sismique des structures avec des appuis à élastomère est caractérisée par l'abaissement de la fréquence fondamentale. Il en résulte une diminution des efforts induits par le séisme, mais au prix d'un déplacement important des appuis.

Les systèmes à base de caoutchouc : Le rôle de ces dispositifs est de prévenir la superstructure du bâtiment d'absorber l'énergie provenant du séisme. La superstructure entière doit être appuyée sur des isolateurs. (Cundumi Sánchez 2005).

La figure 6.7 illustre deux exemples de systèmes utilisés pour l'isolation (à gauche, isolateur élastomère ; à droite, isolateur caoutchouc/plomb)



**Figure 6.3** Exemples de systèmes utilisés pour l'isolation

Les isolateurs, grâce à leur efficacité, sont devenus des systèmes populaires et très utilisés, notamment lors des très nombreuses remises aux normes effectuées au Japon depuis le séisme de Kobe.

### Dissipateurs d'énergie

L'objectif de ces systèmes est d'absorber une partie de l'énergie ou de la dévier ainsi que de fournir un amortissement supplémentaire afin de réduire de manière significative et structurelle la réponse aux mouvements sismiques. La valeur d'amortissement critique est portée entre 15% et 25% en fonction des caractéristiques spécifiques du dispositif (Aiken et al. 1993).

Ces dissipateurs d'énergie sont généralement situés entre la superstructure et les fondations, bien qu'ils forment une partie du système structural, ils sont utilisés comme un lien et ils permettent de restaurer facilement la structure en cas de dommage sévère.

Il existe plusieurs dispositifs passifs de dissipation d'énergie :

### 1-Les dispositifs hystérétiques métalliques

Ils sont basés sur la plastification de l'acier. Ces dispositifs dépendent essentiellement des déplacements, ces éléments sont élastiques jusqu'à leur plastification et ils affichent généralement une boucle d'hystérésis typique de l'acier souvent avec écrouissage important.

Les amortisseurs hystérétiques utilisent les propriétés hystérétiques des métaux dans leur aire de répartition de la déformation inélastique comme mécanisme de dissipation d'énergie. En vertu de séismes modérés, un amortisseur hystérétique agit comme un élément rigide qui permet de résister à la déformation de structure, Certains sont conçus pour se déformer en flexion, certains en torsion et certaines en cisaillement (Cundumi Sánchez 2005).

Ces dissipateurs peuvent être utilisés sous de très nombreuses formes :

#### a- Added Damping and Stiffness (ADAS) dampers

Les éléments ADAS sont des dispositifs mécaniques destinés à être installés dans les bâtiments neufs ou existants. Ce sont des mécanismes efficaces pour la dissipation d'un apport d'énergie à une structure sous l'effet d'un séisme, du vent ou d'autres forces qui induisent des oscillations de vibration. Le dispositif conventionnel ADAS est destiné d'être utilisé pour les structures ayant un cisaillement élevé, des modules de compression et une tension de transmission de force d'un point à un autre point.

Les figures 6.8-6.10 représentent les amortisseurs métalliques de type ADAS et leurs boucle d'hystérésis.

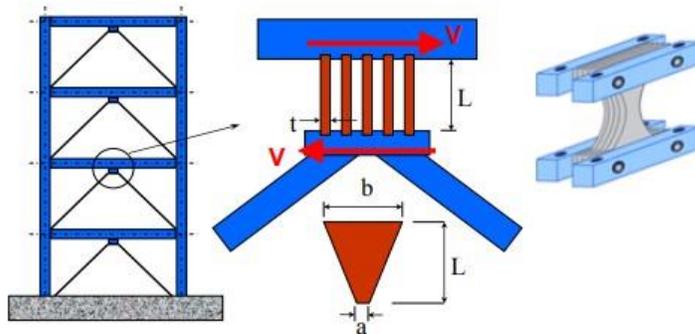
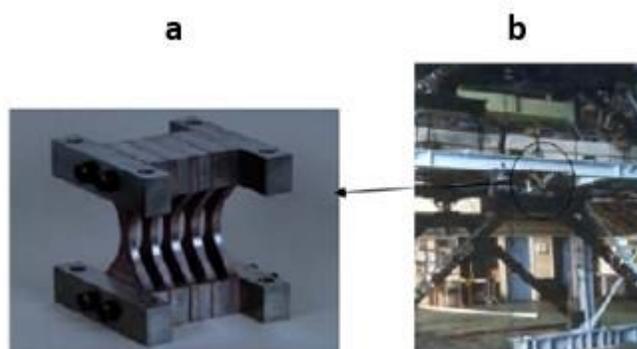
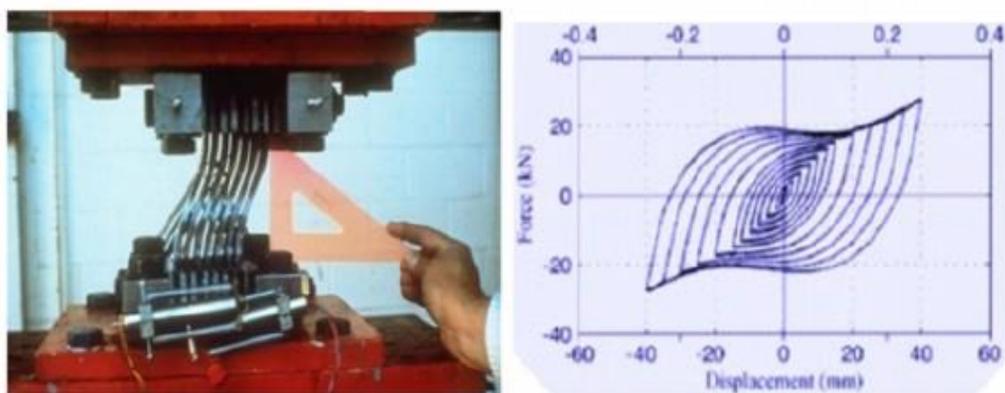


Figure 6.4 amortisseur ADAS (Aiken et al. 1993)



**Figure 6.5** amortisseur métallique de type ADAS (plaques en formes de X), b) son emplacement dans un bâtiment (Cundumi Sánchez 2005)



**Figure 6.6** Déformation du dispositif ADAS et sa boucle d'hystérésis (Aiken 2006)

### **b-Triangular Added Damping and Stiffness (TADAS) dampers.**

Les dissipateurs d'énergie avec des plaques triangulaires ont été élaborés et utilisés dans les applications d'isolation à la base. Un dispositif TADAS est généralement ajouté à un cadre par le biais de contreventement de type K et est placé à la connexion de la poutre et le contreventement. Lorsque l'appareil est soumis à une force latérale perpendiculaire aux plaques triangulaires en acier, le moment induit est linéaire et il varie avec la hauteur de la plaque d'acier.

La figure 6.7 représente le dispositif TADAS et sa boucle d'hystérésis.

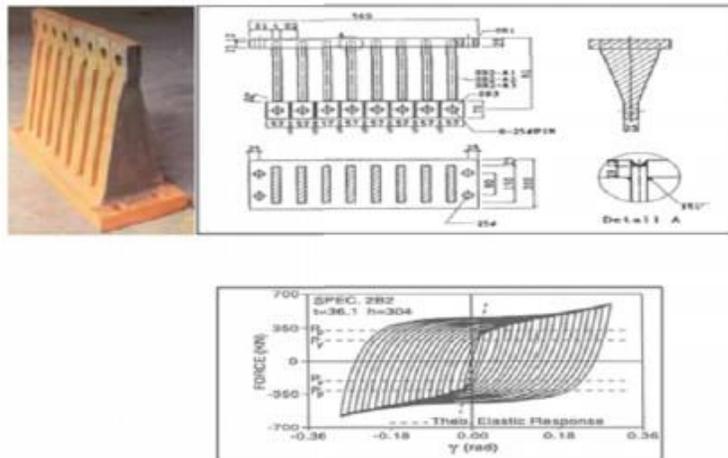


Figure 6.8 Dispositif TADAS et sa boucle d'hystérésis

### Avantages

- Force limitée.
- Facile à construire.
- Relativement peu coûteux.
- Ajoute à la fois « Amortissement » et Rigidité.

### Inconvénients

- Doit être remplacé après un tremblement de terre majeur.
- Comportement hautement non linéaire.
- Ajoute de la rigidité au système.
- Déformations résiduelles indésirables possibles.

### Amortisseur a friction

Les dissipateurs par friction utilisent les frottements créés par le glissement entre deux surfaces pour dissiper l'énergie des vibrations sismiques.

Il y a deux familles de systèmes à friction :

- Les systèmes rigides composés de charnières plastiques (remplaçables après séisme).
- Les structures croisées dont les parties glissent l'une sur l'autre à des contraintes prédéterminées. Les systèmes de dissipation par friction montrent de bonnes performances pour la protection contre les vibrations sismiques de forte intensité et ont l'avantage d'être économiques.

La figure 6.9 représente un amortisseur à friction (PALL).

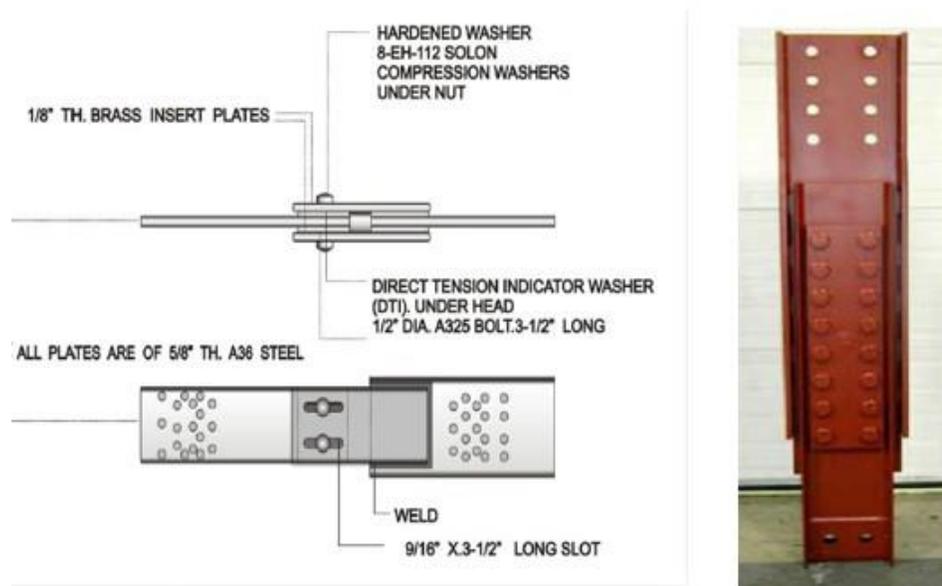


Figure 6.10 amortisseur à friction (PALL)

### Avantages

- Ces dispositifs ont une grande résistance à la fatigue.
- Leur comportement n'est pas significativement affecté par l'amplitude de charge, la fréquence, le nombre de cycles de charge appliquée ou variations de la température.
- Relativement peu coûteux.

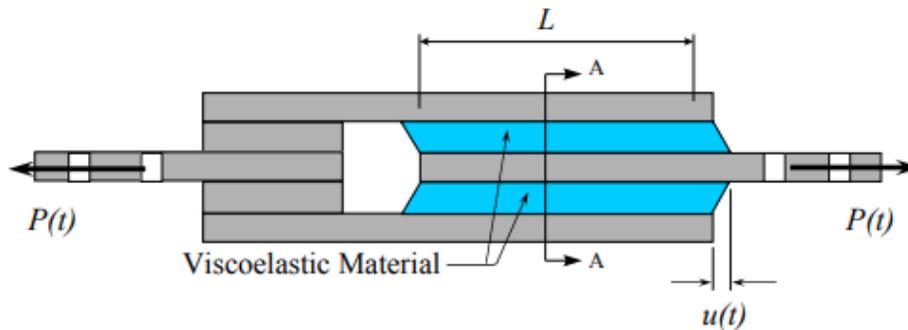
### Inconvénients

- Peut-être difficile à maintenir au fil du temps.
- Comportement hautement non linéaire.
- Ajoute une grande rigidité initiale au système.
- Déformations résiduelles indésirables possibles.

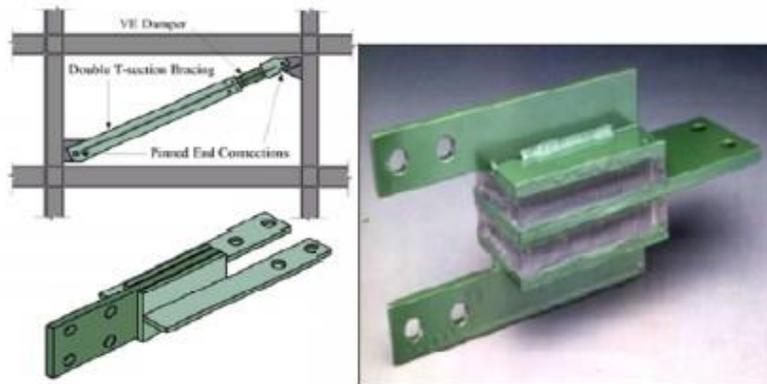
### Amortisseurs viscoélastiques

Les amortisseurs viscoélastiques (VE) sont utilisés comme dispositifs de dissipation d'énergie dans des structures où l'amortisseur subit des déformations de cisaillement. Les amortisseurs VE sont construits avec des polymères acryliques en sandwich lié à des plaques d'acier, et placés dans des cadres contreventés (Aiken 2006)

Le mécanisme d'amortissement viscoélastique est basé sur la force de retour créée par la déformation d'un polymère ou d'un composé caoutchouteux. Le matériau, situé entre deux plaques métalliques, se plie en dissipant l'énergie et répond par une force en retour. Ce système est efficace à hautes et basses fréquences et s'avère très adapté pour protéger le bâtiment de vents violents et des séismes d'intensité moyenne. La réponse des amortisseurs viscoélastiques dépend de la température de leur environnement et des vibrations qui leur sont appliquées. Les figures ci-dessous montrent les amortisseurs viscoélastiques et sa composition.



**Figure 6.11** Amortisseurs viscoélastiques (Cundumi Sánchez 2005)



**Figure 6.12** Amortisseurs viscoélastiques

### Avantages

- Grande fiabilité.
- Peut-être en mesure d'utiliser une analyse linéaire.
- Le coût peut-être plus bas.

### Inconvénients

- Forte dépendance à la température.
- Capacité de force et de déplacement inférieure.

- Non limité en force.
- Nécessité d'une analyse non linéaire dans la plupart des cas pratiques.

### **Amortisseurs à fluide visqueux**

La plupart des systèmes d'isolation et d'amortissement présentés ont une dissipation d'énergie de type hystérétique, c'est-à-dire qui est proportionnelle à la déformation. L'amortissement visqueux dont il est question maintenant a une dissipation d'énergie proportionnelle à la vitesse. Cette relation avec la vitesse peut être linéaire ou non linéaire. Dans le deuxième cas, le terme de vitesse est affublé d'un exposant différent de 1 (Maldonado-Mercado 1995).

Les amortisseurs à fluide visqueux sont des cylindres remplis de liquide avec deux chambres séparées par un piston se déplaçant avec des orifices de direction, et une chambre de l'accumulateur. Comme la tête se déplace longitudinalement à l'intérieur de l'arbre, visqueux, les flux de fluide d'une chambre à l'autre. La force de l'amortisseur est le résultat de la différence de pression entre les chambres, qui est fonction des orifices dans la tête de piston et la vitesse de la tête de piston.

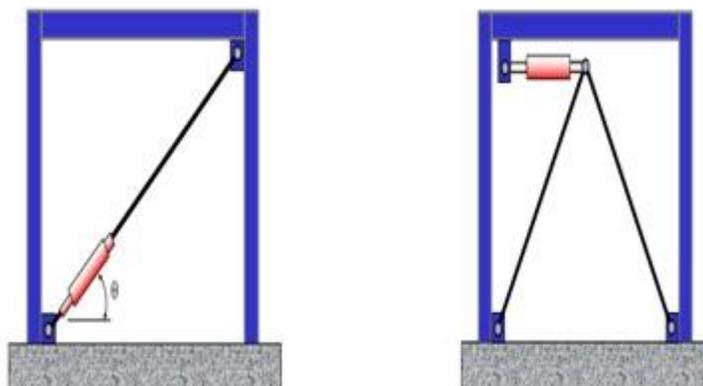
Un amortisseur visqueux liquide est généralement constitué d'un piston dans le boîtier amortisseur remplis avec un composé de silicone ou de type similaire d'huile, et le piston peut contenir un certain nombre de petits orifices par lesquels le fluide peut passer d'un côté du piston à l'autre. L'amortisseur ainsi dissipe l'énergie si le mouvement d'un piston dans un fluide très visqueux en utilisant le concept de l'écoulement d'un liquide à travers un orifice (Aiken et al. 1993).

Ce type d'amortisseurs utilise une huile mécanique de haute qualité dont la viscosité ne varie pas en fonction de sa température. Ce fluide, en cas de mouvement imposé, passe d'une chambre à l'autre de l'amortisseur au travers d'un dispositif qui gère l'ouverture d'un passage calibré suivant les critères de pression et donc de vitesse. À vitesse lente, la pression initiale interne reste quasi nulle tandis qu'en cas de mouvement rapide, la pression interne augmente jusqu'à atteindre la pression d'ouverture du passage.

Les amortisseurs à fluide visqueux et son emplacement sont représentés dans les figures 6.15 et 6.16.



**Figure 6.13** Amortisseurs à fluide visqueux



**Figure 6.14** L'emplacement des amortisseurs à fluide visqueux

### Avantages

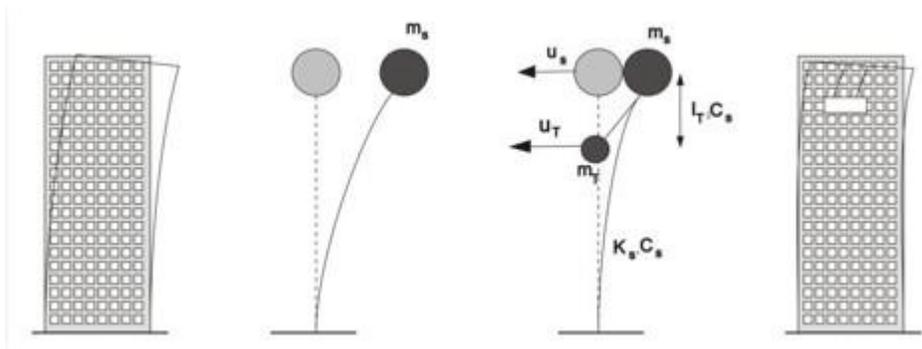
- Haute fiabilité.
- Capacité de force et de déplacement élevée.
- Force limitée lorsque l'exposant de la vitesse est  $< 1,0$ .
- Disponible auprès de plusieurs fabricants.
- Pas de rigidité supplémentaire aux basses fréquences.
- Force d'amortissement (éventuellement) déphasée par rapport aux forces élastiques de la structure.
- Dépendance modérée à la température.
- Possibilité d'utiliser l'analyse linéaire.

### Inconvénients

- Coût un peu plus élevé.
- Pas de limitation de force (en particulier lorsque l'exposant = 1,0).
- Nécessité d'une analyse non linéaire dans la plupart des cas pratiques.

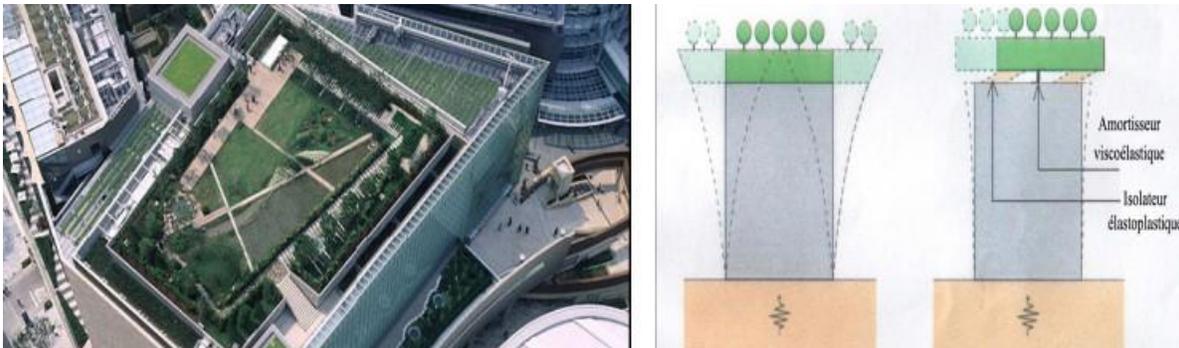
### Amortisseur à masse accordée (Tuned Mass Damper)

Un amortisseur à masse accordée (TMD) est un dispositif composé d'une masse lourde, ressort, amortisseur visqueux qui est installé au sommet d'une construction en vue de réduire sa réponse aux charges dynamiques. L'inertie créée par le mouvement de cette masse va se transmettre au bâtiment et réduire les vibrations induites par le séisme. Le mouvement de la masse s'effectue dans le sens opposé à celui de l'immeuble et avec la même fréquence. Ainsi, situé au plus haut de la construction, le mouvement pendulaire amortit la déformation et limite les dommages sur la structure. L'efficacité du système dépend de la valeur de la masse ajoutée.



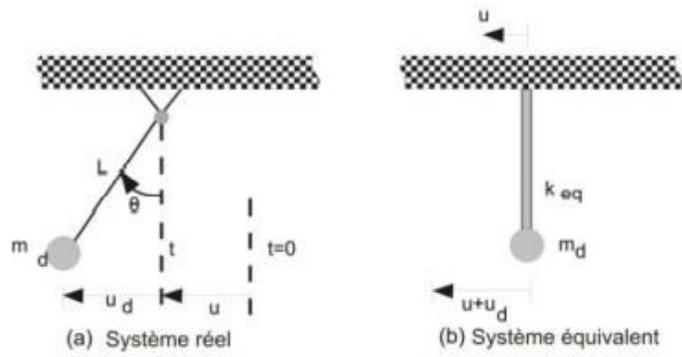
**Figure 6.15** Effet de TMD simplifié comme modèle de deux masses

Mori Building a réalisé un jardin de 3650t situé sur le toit pour protéger le Keyakizaka. Afin de laisser le jardin se balancer, le toit a été relié à la structure via des amortisseurs viscoélastiques (fluide Bingham) et des isolateurs en caoutchouc (Bsaibes 2010).



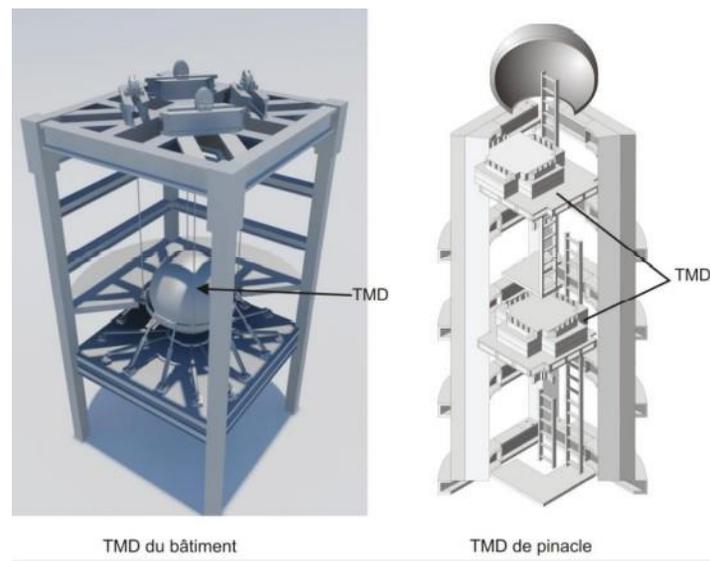
**Figure 6.16** Emplacement et détails des suspensions du toit (source Mori)

On peut éliminer les problèmes liés aux roulements en supportant la masse avec des câbles qui permettent au système de se comporter comme pendule. La figure 6.19 montre un pendule simple attaché à un plancher (Meinhardt 2008). Le mouvement du plancher excite le pendule. Le mouvement relatif du pendule produit une force horizontale qui oppose le mouvement de plancher. Cette action peut être représentée par un système équivalent de 1 DDL qui est attaché au plancher.



**Figure 6.17** Les systèmes de TMD pendulaire et de Translation

La figure 6.20 représente les systèmes de masse accordée (TMD) pendulaire et translation.



**Figure 6.18** Les systèmes de TMD pendulaire et de Translation

#### 6.4.1.2 Système de contrôle actif

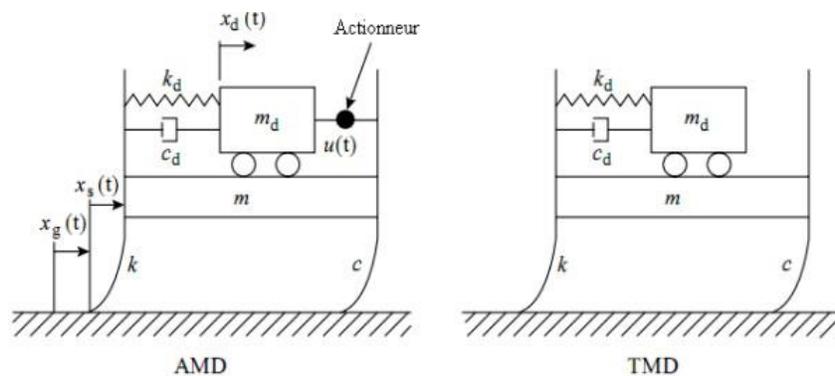
Un système de contrôle actif est un système de protection qui contrôle ou modifie le mouvement d'une structure par l'action de quelques forces externes de contrôle dans certains points du système, en fonction notamment de l'état mesuré au même instant. Ces forces peuvent être utilisées pour dissiper l'énergie de la structure. La réaction de ces appareils doit être simultanée avec l'excitation et ils doivent être capables de fournir une réponse afin de fournir une meilleure sécurité.

Cependant, l'addition du contrôle purement actif porte un risque de déstabilisation possible de la structure (Maldonado-Mercado 1995).

### Masse active

Dans les systèmes « Active Mass Damper »(AMD), la force de contrôle est générée intégralement par un actionneur (hydraulique ou électrique) reliant la masse mobile au reste de la structure. Un amortisseur de masse active (AMD) est l'une des catégories des amortisseurs les plus efficaces. Il est utile pour diverses applications, car il n'a pas besoin d'un point fixe. Le système se compose d'une masse auxiliaire installée dans un bâtiment et d'un actionneur qui exploite la masse et produit une force de contrôle.

La figure 6.21 représente une comparaison entre le (AMD) et (TMD).



**Figure 6.19** comparaison entre le (AMD) et (TMD)

#### 6.4.1.3 Système de contrôle semi-actif

Les systèmes de contrôle Semi-actifs sont une classe des systèmes de contrôle actifs pour lesquels les besoins en énergie externes sont moins importants que les systèmes de contrôle actifs. Typiquement, les dispositifs semi-actifs de contrôle n'ajoutent pas l'énergie mécanique au système structural (y compris structure et l'actionneur de contrôle), mais peuvent avoir des propriétés mécaniques qui peuvent être réglées pour améliorer leur performance

Des changements des propriétés mécaniques du système sont basés sur la rétroaction des réponses mesurées et/ou de l'excitation au sol. Puisque l'énergie est seulement utilisée comme moyen pour changer les propriétés du dispositif telles que l'amortissement ou la rigidité, et de ne pas produire une force de contrôle, les besoins d'énergie est très faible. Les avantages de cette classe des dispositifs incluent une meilleure performance que le contrôle passif, la polyvalence et l'adaptabilité des dispositifs actifs sans exigence d'énergie élevée, la stabilité intrinsèque, et la fiabilité, puisqu'ils fonctionnent comme dispositifs passifs en cas de panne d'énergie (Maldonado-Mercado 1995).

#### **6.4.1.4 Système de contrôle hybride**

Ces systèmes combinent des caractéristiques des systèmes de contrôle passifs et actifs. Par exemple, une structure équipée de l'amortissement viscoélastique complété avec un amortisseur à masse actif près du sommet de la structure, ou une structure isolée à la base avec des actionneurs activement contrôlés pour augmenter la performance. En général, ils ont réduit les exigences d'énergie, améliore la fiabilité et réduit les coûts comparativement aux systèmes actifs.

Les combinaisons les plus courantes sont les amortisseurs hybrides de masse (HMD Hybride Mass Damper), qui combinent les amortisseurs à masse accordées avec les actionneurs actifs (Maldonado-Mercado 1995).

## 6.4.2 Analyse de la solution de renforcement de la structure par l'insertion d'amortisseurs extérieurs

### 6.4.2.1 Présentation du système de renforcement

Pour cette variante proposée, le renforcement du bâtiment consiste à chemiser l'ensemble des poteaux et l'insertion des amortisseurs extérieurs, quatre pour le sens X et deux pour le sens Y (voir figure 6.22).

Les six amortisseurs extérieurs sont de types fluides visqueux :

$$F = C \times V^\alpha$$

F : force extérieure.

C : la constante d'amortissement.

$\alpha$  : l'exposant

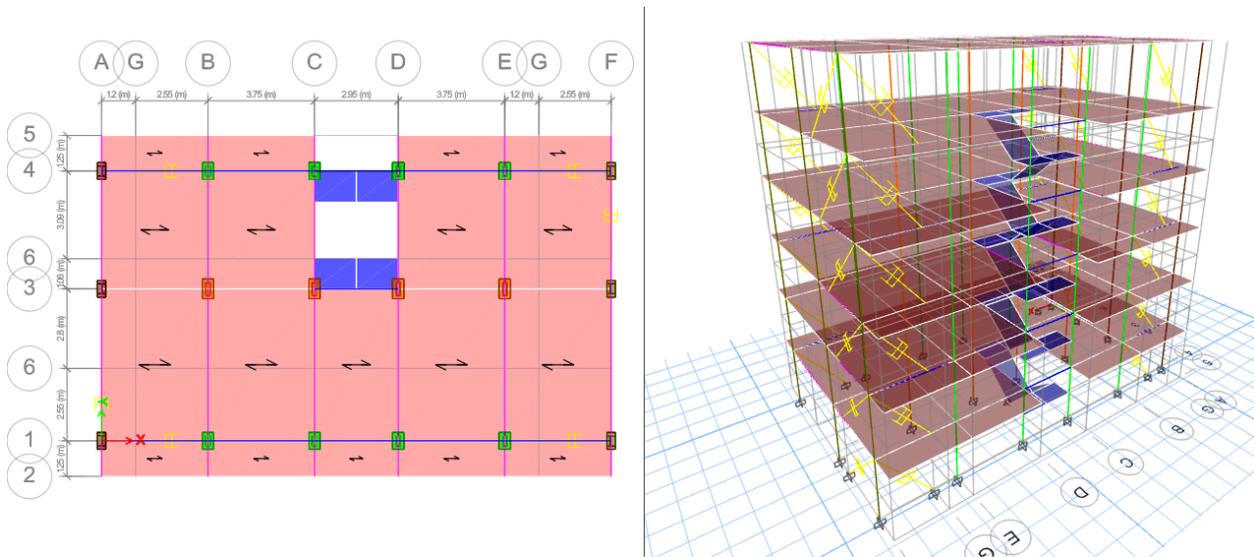


Figure 6.20 Troisième variante proposée



Figure 6.21 Positionnement des amortisseurs extérieurs

6.4.2.2. Analyse modale

Les résultats de l'analyse modale de la variante renforcée et réalisée sont présentés ci-dessous :

Tableau 6.10

Tableau 6.10 Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

Mode	Period (Sec)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	1,083	0,6147	0	0,6147	0	0,1512	0,1512
2	0,77	0,1446	0,00004128	0,7593	0,00004151	0,6262	0,7774
3	0,724	0,000003301	0,7698	0,7593	0,7698	0,0000378	0,7774
4	0,345	0,1214	0,000006848	0,8807	0,7698	0,006	0,7834
5	0,242	0,0054	0,0003	0,8861	0,7702	0,1129	0,8964
6	0,224	0,000003455	0,1238	0,8861	0,894	0,0003	0,8966
7	0,171	0,0599	0,0001	0,946	0,8941	0,0004	0,897
8	0,121	0,0007	0,0000079	0,9467	0,8941	0,0537	0,9507
9	0,11	0,0004	0,0557	0,9471	0,9498	0,000009335	0,9507
10	0,099	0,0303	0,0006	0,9774	0,9504	0,0001	0,9508
11	0,071	0,000006042	0,0001	0,9775	0,9505	0,0288	0,9796
12	0,067	0,0161	0,0009	0,9936	0,9515	0,0002	0,9798

❖ **Constatations:**

-La participation massique dans les deux directions latérales dépasse le seuil des 90% à partir du 9<sup>ème</sup> mode.

- Le 1<sup>er</sup> mode est un mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de translation parallèlement à Y-Y.

**Vérification selon le RPA 99 Version 2003****a- Vérification de l'effort de cisaillement à la base :**

$$\text{Soit : } V = \frac{ADQ}{R} W$$

$$W = 11212,1988 \text{ kN}; R = 3,5; Dx = 1,16; Dy = 1,15; Q = 1,15; A = 0,25.$$

On a :

$$V^x = \frac{0,25 \times 1,16 \times 1,15}{3,5} \times 11212,19 \text{ kN} = 1068,36 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 854,69 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25 \times 1,15 \times 1,15}{3,5} \times 11212,19 \text{ kN} = 1059,15 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 847,32 \text{ kN}$$

$$\text{D'après le fichier des résultats de l'ETABS on a : } \begin{cases} F_x = V_t^x = 909,044 \text{ kN} \\ F_y = V_t^y = 1342,36 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Alors: } V_t^x > 0,8V^x; \text{ et } V_t^y > 0,8V^y$$

On a :

$$V^x = \frac{0,25 \times 1,95 \times 1,15}{3,5} \times 12940,71 \text{ kN} = 2072,82 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^x = 1658,26 \text{ kN}$$

$$V^y = \frac{0,25 \times 1,93 \times 1,15}{3,5} \times 12940,71 \text{ kN} = 2051,56 \text{ kN} \Rightarrow 0,8V^y = 1641,25 \text{ kN}$$

$$\text{D'après le fichier des résultats de l'ETABS on a : } \begin{cases} F_x = V_t^x = 909,044 \text{ kN} \\ F_y = V_t^y = 1342,36 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } V_t^x > 0,8V^x \text{ et } V_t^y > 0,8V^y$$

**L'effort de cisaillement à la base est vérifié**

**b- Vérification de la Période**

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

-Une période fondamentale :  $T=1,083$  s

$$T=1,083s < 1.3T_e = 1,404 \text{ s.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c- Vérification des déplacements latéraux inter-étages**

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

**Tableau 6.11** résultats du déplacement dans le sens x-x:

Niveaux	Dans le sens X-X					Observation
	$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_K$ (mm)	$\Delta_K$ (mm)	$h_e$ (mm)	$\Delta_K / h_e$ (%)	
<b>Etage 5</b>	3,98	13,93	2,17	30	0,07	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	3,36	11,76	2,31	30	0,07	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	2,70	9,45	2,63	30	0,08	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	1,95	6,82	2,8	30	0,09	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	1,15	4,02	2,66	30	0,08	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	0,39	1,36	1,36	30	0,04	<b>Vérifiée</b>

**Tableau 6.12** résultats du déplacement dans le sens y-y :

Niveaux	Dans le sens Y-Y					Observation
	$\delta_{eK}$ (mm)	$\delta_K$ (mm)	$\Delta_K$ (mm)	$h_e$ (mm)	$\Delta_K / h_e$ (%)	
<b>Etage 5</b>	2,75	9,62	1,29	30	0,04	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 4</b>	2,38	8,33	1,54	30	0,05	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 3</b>	1,94	6,79	1,86	30	0,06	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 2</b>	1,41	4,93	2,06	30	0,07	<b>Vérifiée</b>
<b>Etage 1</b>	0,82	2,87	1,89	30	0,06	<b>Vérifiée</b>
<b>RDC</b>	0,28	0,98	0,98	30	0,03	<b>Vérifiée</b>

Nous remarquons que les déplacements inter étages ne dépassent pas les déplacements admissible, alors la condition de l'art 5.10 de **le RPA 99 version 2003** est vérifiée.

**N.B:** d'après l'Art 4.4.3 de **le RPA 99 version 2003**, le calcul des déplacements utilisés correspond aux forces sismiques (Ex et Ey).

#### d- Justification de l'effort normal réduit

Outre les vérifications prescrites par le CBA et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

$N_d$  : L'effort normal de compression correspond à la combinaison de charge  $G + Q \pm E$

$B_c$  : L'aire de la section brute.

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton pour les poteaux chemisés ( $f_{c28} = 25$  Mpa).

$f_{c28}$  : La résistance caractéristique du béton pour les poteaux non chemisés ( $f_{c28} = 20$  Mpa).

*Tableau 6.13 Vérification de l'effort normal réduit.*

Poteaux	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$N_d$ (KN)	$v$	vérification
<b>Poteaux dangles</b>	30x60	639,73	0,14	<b>vérifiée</b>
<b>Poteaux centraux chemises</b>	40x70	1999,79	0,28	<b>vérifiée</b>
<b>Poteaux de rives chemises</b>	40x60	1548,62	0,25	<b>vérifiée</b>

L'effort normal réduit est vérifié.

## 6.5 ANALYSE PUSH OVER

### 6.4.1. 1<sup>ère</sup> Variante proposée

Les courbes de capacité obtenue lors de l'analyse Pushover dans les deux sens (X-X et Y-Y) :

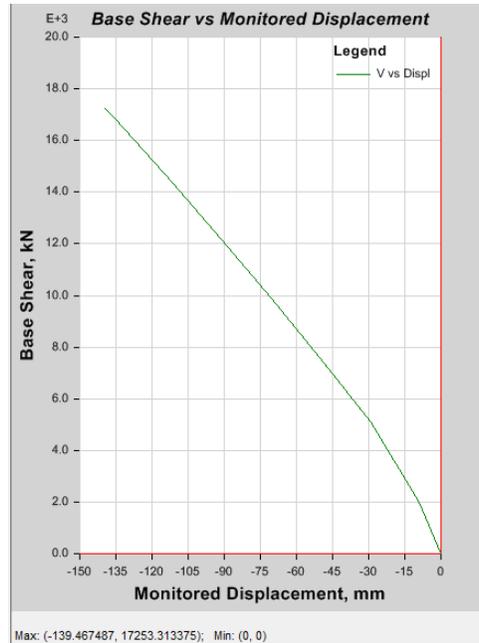


Figure 6.22 La courbe pushover suivant le sens x.

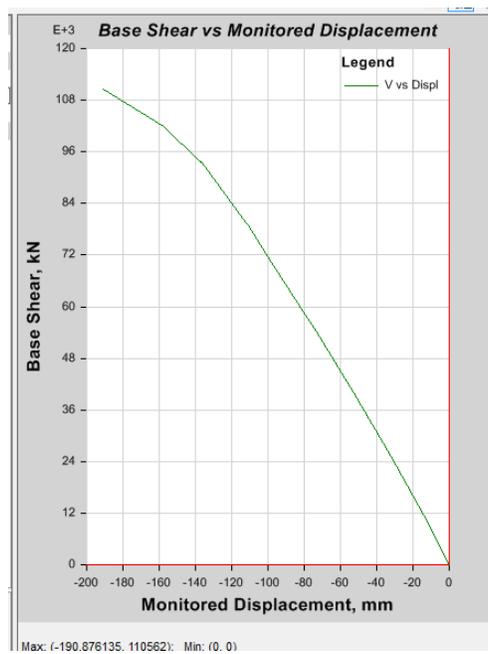


Figure 6.23 La courbe pushover suivant le sens y.

Les courbes représentent la variation de l'effort tranchant à la base ( $KN$ ) en fonction du déplacement au sommet ( $mm$ ).

**Les tableaux ci dessous :** présente la dernière étape de l'analyse Pushover selon les deux sens (X-X et Y-Y), respectivement.

**Tableau 6.14 :** L'effort tranchant en fonction du déplacement suivant le sens x.

Monitored Displ (mm)	Base Force (kN)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
139.467	17253.3134	378	165	0	84	1	602	25	0	1	628

**Tableau 6.15 :** L'effort tranchant en fonction du déplacement suivant le sens y.

Monitored Displ (mm)	Base Force (kN)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
190.876	110561.9462	355	148	9	106	10	504	81	39	4	628

### Commentaires

- Pour la direction (X-X), la structure atteint un déplacement max au sommet 139.47 mm qui correspond à un effort tranchant à la base 17253.31 KN.
- Pour la direction (Y-Y), la structure supporte une force latérale à la base 110561.95 KN qui engendre un déplacement max au sommet de 190.88 mm.
- Dans le sens (Y-Y) la structure présente une capacité plus importante que celle dans la direction (X-X)

### 6.4.1. 2<sup>ème</sup> Variante proposée

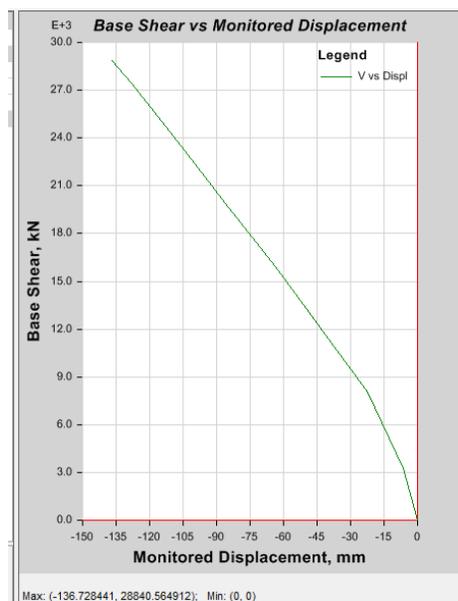


Figure 6.24 La courbe pushover suivant le sens x

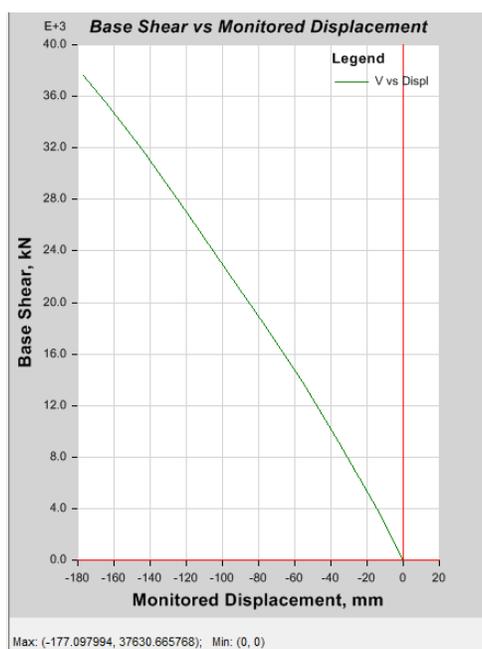


Figure 6.25 La courbe pushover suivant le sens y

**Les tableaux ci dessous :** présente la dernière étape de l'analyse Pushover selon les deux sens (X-X et Y-Y), respectivement.

**Tableau 6.16 :** L'effort tranchant en fonction du déplacement suivant le sens x.

Monitored Displ (mm)	Base Force (kN)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
136.728	28840.5649	394	173	0	96	1	608	55	0	1	664

**Tableau 6.17 :** L'effort tranchant en fonction du déplacement suivant le sens y

Monitored Displ (mm)	Base Force (kN)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
177.098	37630.6658	335	231	2	92	4	568	92	2	2	664

**Commentaires**

- Pour la direction (X-X), la structure atteint un déplacement max au sommet 136.73 mm qui correspond à un effort tranchant à la base 28840.56 KN.
- Pour la direction (Y-Y), la structure supporte une force latérale à la base 3763.67 KN qui engendre un déplacement max au sommet de 177.1 mm.
- Dans le sens (Y-Y) la structure présente une capacité plus importante que celle dans la direction (X-X)

### 6.4.3. 3<sup>ème</sup> Variante proposée (par ajout d'amortisseurs)

Les courbes de capacité obtenue lors de l'analyse Pushover dans les deux sens (X-X et Y-Y) :

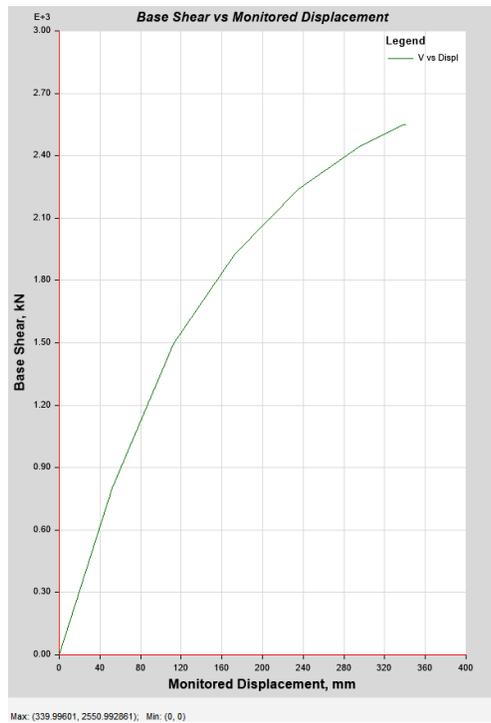


Figure 6.26 La courbe pushover suivant le sens x.

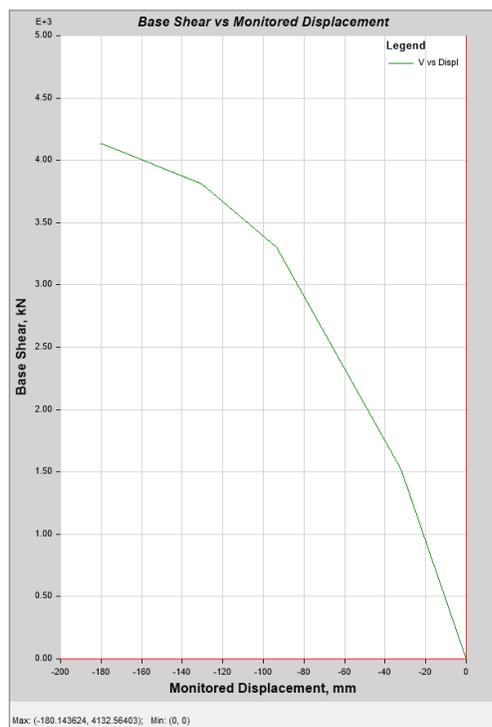


Figure 6.27 La courbe pushover suivant le sens y.

**Les tableaux ci dessous :** présente la dernière étape de l'analyse Pushover selon les deux sens (X-X et Y-Y), respectivement.

**Tableau 6.18 :** L'effort tranchant en fonction du déplacement suivant le sens x.

Monitored Displ (mm)	Base Force (kN)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
340.241	2549.9635	322	264	2	0	4	495	86	7	4	592

**Tableau 6.19 :** L'effort tranchant en fonction du déplacement suivant le sens y.

Monitored Displ (mm)	Base Force (kN)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
180.144	4132.564	398	183	9	0	2	533	49	8	2	592

### Commentaires

- Pour la direction (X-X), la structure atteint un déplacement max au sommet 340.214 mm qui correspond à un effort tranchant à la base 2549.96 KN.
- Pour la direction (Y-Y), la structure supporte une force latérale à la base 4132.56 KN qui engendre un déplacement max au sommet de 180.14 mm.
- Dans le sens (Y-Y) la structure présente une capacité plus importante que celle dans la direction (X-X)

### 6.5.COMPARAISON ENTRE LES VARIANTES DE RENFORCEMENT DE LA STRUCTURE

Les tableaux ci-après présentent la comparaison de la performance des concepts de renforcement de la structure existante en termes de déplacements au sommet et efforts tranchants à la base.

#### Suivant (X-X)

Variante	Déplacement au sommet (mm)	Effort tranchant à la base (KN)
Existante	177.46	1069.35
Réalisée	143.79	27416.73
Variante 1 proposée	139.47	17253.31
Variante 2 proposée	136.73	28840.56
Variante 3 (amortisseurs)	340.24	2549.96

#### Suivant (Y-Y)

Variante	Déplacement au sommet (mm)	Effort tranchant à la base (KN)
Existante	47.12	1282.09
Réalisée	113.53	35280.29
Variante 1 proposée	190.88	110561.95
Variante 2 proposé	177.10	37630.67
Variante 3 (amortisseurs)	180.14	4132.56

#### Commentaires :

##### Sens X-X :

- La variante avec amortisseurs présente un déplacement max très important de l'ordre de 34 cm, car on a placé 4 amortisseurs dans cette direction, mais sa capacité en termes d'effort tranchant reste faible pour un système de renforcement.
- La variante 2 proposée présente la meilleure capacité avec un déplacement de 13.67 cm et une force de 28840.56 KN
-

**Sens Y-Y :**

- La structure présente des capacités plus importantes dans cette direction du fait de l'inertie importante des éléments résistants.
- La 1<sup>ère</sup> variante proposée présente une grande capacité dans ce sens par rapport aux autres variantes, car l'effort tranchant atteint plus de 110500 KN pour un déplacement max au sommet de l'ordre de 19 cm, car elle comporte des voiles importants dans cette direction.
- La variante 2 présente un déplacement max assez important de 17.7 cm avec un effort tranchant de 37630.67 KN, meilleur que celui de la variante réalisée.
- La variante avec amortisseur présente un déplacement important, mais un effort tranchant faible par rapport aux autres variantes et qui n'est pas loin de celui de la structure existante.

**Discussion :**

- La capacité de la structure dans la direction (Y-Y) est largement supérieure à celle dans la direction (X-X) pour les trois variantes. Ceci est dû probablement aux ouvertures existantes au niveau des voiles disposés dans la direction (X-X).
- D'après les résultats obtenus, la variante qui présente une bonne configuration de renforcement avec des capacités correctes dans les deux directions s'avère la 2<sup>ème</sup> variante proposée.
- L'effet des amortisseurs est plus remarquable pour les déplacements qu'en termes d'effort tranchant à la base.
- Le nombre d'amortisseurs extérieurs a une grande influence sur la réponse de la structure.
- L'insertion d'amortisseurs peut s'avérer comme une solution alternative lorsque l'ajout des voiles de contreventement ainsi que le chemisage des poteaux présentent des difficultés d'exécution et de mise en place.

**6.6.CONCLUSION**

Ce chapitre a été consacré à la proposition de nouvelles solutions de renforcement de la structure existante et de comparer leurs capacités.

Un aperçu sur la solution de renforcement par l'insertion des amortisseurs extérieurs a été abordé dans ce chapitre qui peut s'avérer comme un système alternatif en cas de difficultés d'exécution d'un renforcement classique.

**CHAPITRE VII :**  
**PERFORMANCE SISMIQUE DES STRUCTURES**

## 7.1. INTRODUCTION

Dans l'optique de prédiction des dommages pouvant se produire dans les variantes de renforcement réalisées dans ce travail, en cas d'un séisme majeur, et leur comparaison avec la structure initiale, nous nous proposons d'estimer leurs performances sismiques, afin de faire ressortir la meilleure configuration de renforcement pour le bâtiment étudié.

## 7.2 DETERMINATION DE LA REPOSE SISMIQUE

Afin de déterminer la réponse sismique d'une structure, nous nous sommes basé sur la méthodologie d'estimation des dommages sismiques du bâti existant en Algérie (Boukri et al. 2013 ; Boukri 2014) inspirée de l'approche HAZUS (Hazard-United States) qui utilise la méthode du spectre de capacité (CSM). Dans cette méthode, le dimensionnement d'une structure est défini en termes de déplacement et non pas en termes de force.

## 7.3 METHODE DU SPECTRE DE CAPACITE

La méthode du spectre de capacité (Capacity Spectrum Method - CSM) est une des techniques d'analyse de la conception basée sur la performance des structures, i.e. performance-based design (Freeman 2004). Elle est définie comme une méthode d'analyse pseudo-statique non-linéaire simplifiée (chiroiou 2004).

La méthode du spectre de capacité a été développée initialement par Freeman (1975). Elle a été utilisée dans les années 1970 pour un projet pilote d'estimation de la vulnérabilité sismique des bâtiments d'une base navale à Washington (USA) (Freeman 2004). Dans les années '80, elle a été utilisée pour trouver une corrélation entre le mouvement sismique et la performance d'une structure (Freeman 2004). La méthode a été également développée pour vérifier la conception des bâtiments stratégiques militaires américains (armée de terre, marine et forces aériennes).

Dans cette procédure, les deux principaux éléments sont la demande et la capacité. La demande est une représentation de la sollicitation sismique, tandis que la capacité est une mesure de l'aptitude de résistance à la demande sismique. La performance dépend ainsi de la façon dont la capacité peut faire face à la demande. En d'autres termes, la structure doit avoir la capacité de résister aux demandes sismiques de telle sorte que la performance de la structure soit compatible avec les objectifs de la conception.

Le principe de la méthode du spectre de capacité est d'établir une comparaison graphique entre la capacité d'une structure et la demande sismique (voir figure 7.3). L'utilisation de la méthode du spectre de capacité stipule que les spectres de demandes ainsi que les courbes de capacité doivent être converties dans le format ADRS (Acceleration Displacement Response Spectra), à savoir spectres de réponses d'accélération et de déplacement, selon MAHANEY et al. (Mahaney et al. 1993).

- *La capacité*

La capacité de la structure est représentée par la courbe de capacité (force-déplacement) déduite de l'analyse statique non linéaire par poussée progressive ou push-over. Cette courbe de capacité est convertie en format ADRS d'un système à 1 seul degré de liberté (s dof) (Fajfar

1999) et devient « courbes de spectre de capacité », où l'effort tranchant à la base d'une structure et le déplacement au sommet sont convertis en accélération spectrale ( $S_a$ ), et en déplacement spectral ( $S_d$ ), respectivement, en utilisant les propriétés modales (voir figure 1.8). Ces valeurs définissent ainsi le spectre de capacité.

Afin de convertir la courbe de capacité en spectre de capacité dans le format ADRS, il est nécessaire de calculer le facteur de participation modal  $PF_1$  ainsi que le coefficient de masse modal  $\alpha_1$  du mode fondamental, en utilisant les équations suivantes:

$$PF_1 = \left[ \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i1}^2} \right] \quad (7.1)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i1}]^2}{[\sum_{i=1}^n m_i][\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i1}^2]} \quad (7.2)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (7.3)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{Toit}}{PF_1 \phi_{Toit,1}} \quad (7.4)$$

Avec :

$PF_1$  : facteur de participation modale du mode fondamental ;

$\alpha_1$  : Coefficient de masse modale du mode fondamental ;

$\phi_{i1}$  : Amplitude du premier mode au niveau  $i$  ;

$V$  : Effort tranchant à la base ;

$W$  : Poids de la structure ;

$\Delta_{Toit}$  : Déplacement au sommet de la structure ;

$S_a$  : Accélération spectrale ;

$S_d$  : Déplacement spectral.

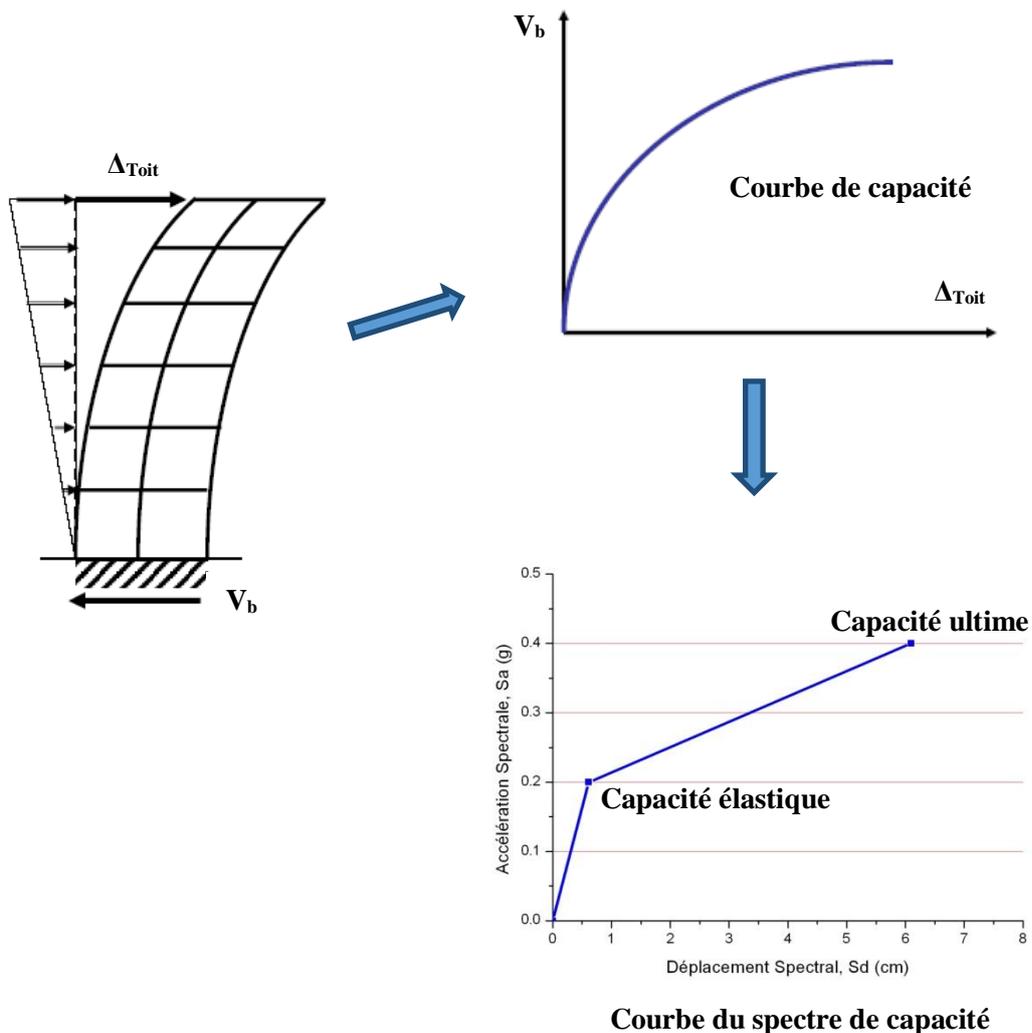


Figure 7.1 Schématisation du développement de la courbe du spectre de (Chopra and Goel 1999)

Les valeurs du spectre de capacité sont définies pour deux niveaux de capacité, à savoir les capacités élastiques ( $S_{ay}$ ,  $S_{dy}$ ) et ultime ( $S_{au}$ ,  $S_{du}$ ).

- La demande

La demande, qui est une représentation de la sollicitation sismique, est définie par un spectre de demande élastique sur-amorti qui est converti dans le format ADRS (voir figure 7.2) (Chopra and Goel 1999). Ainsi, chaque ordonnée d'accélération spectrale,  $S_a$ , associée à une période  $T$ , est convertie en ordonnée de déplacement spectrale,  $S_d$ , correspondante en utilisant la formule suivante :

$$S_{di}(T) = S_{ai}(T)/\omega^2 \quad (1.10)$$

$$S_{di}(T) = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai}(T) \quad (1.11)$$

Où :

$S_a$  : spectre d'accélération ;

$S_d$  : spectre de déplacement

$\omega$  : pulsation ( $2\pi/T$ )

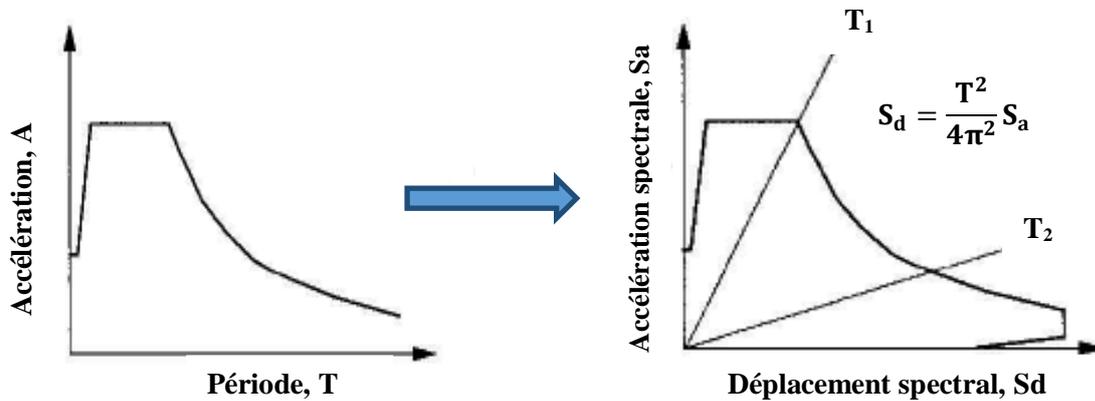


Figure 7.2 Conversion du spectre de réponse élastique en format ADRS (ATC 40-1996 ; Chopra 1999)

Afin de prendre en considération le comportement non linéaire du système structural, des valeurs d'amortissements visqueux effectives sont appliquées aux spectres de réponses linéaires élastiques.

- La performance

Le point d'intersection entre le spectre de capacité et le spectre de demande donne une approximation de la performance de la structure (Freeman 2004). Ce point, appelé « point de demande ou de performance » (voir figure 7.3), permet d'estimer les accélérations et les déplacements spectraux ainsi que les dommages qui peuvent se produire dans une structure donnée sous un séisme donné.

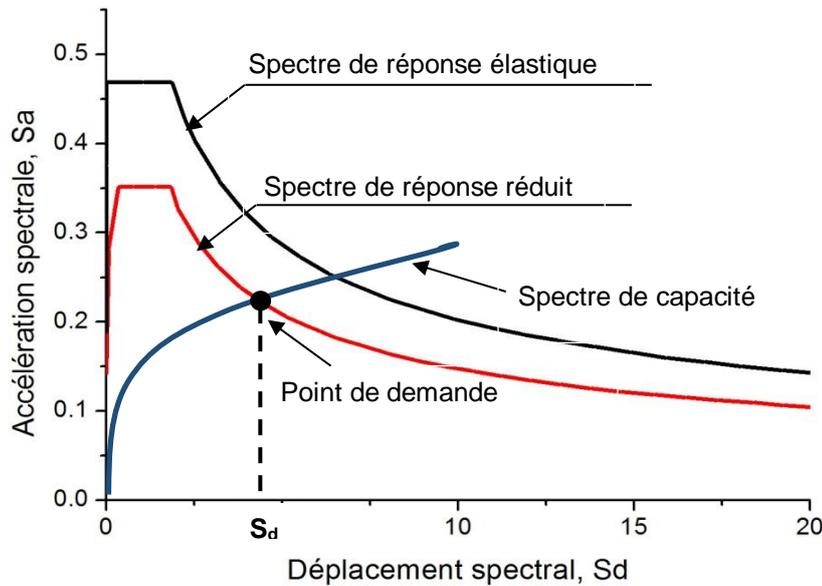


Figure 7.3 Détermination de la demande en déplacement (Point de demande)

## 7.4. CALCUL DE LA PERFORMANCE (Boukri 2004)

### 7.4.1 Développement de la courbe de capacité bilinéaire

La courbe de capacité exprime la relation entre l'effort tranchant résultant agissant à la base de la structure et le déplacement maximal obtenu au sommet de l'édifice. La réponse de la structure dépend de la géométrie et du comportement des matériaux constitutifs considérés comme linéaires ou non-linéaires, avec des effets de second ordre (P-Delta) possibles [97]. Cette courbe est transformée en format ADRS en spectre de capacité comme décrit dans le chapitre 1 (voir figure 2.3).

La courbe de spectre de capacité résultante est convertie en format bilinéaire selon la technique d'égalité des aires [51]. La forme bilinéaire permet de déduire le point d'écoulement plastique global de la structure ( $S_{ay}$ ,  $S_{dy}$ ) nécessaire au calcul du taux d'amortissement effectif ainsi que les facteurs de réduction spectraux.

Les principaux paramètres de cette courbe de spectre de capacité bilinéaire sont :

- Capacité élastique ( $S_{dy}$ ,  $S_{ay}$ ) ;
- Capacité ultime ( $S_{du}$ ,  $S_{au}$ ).

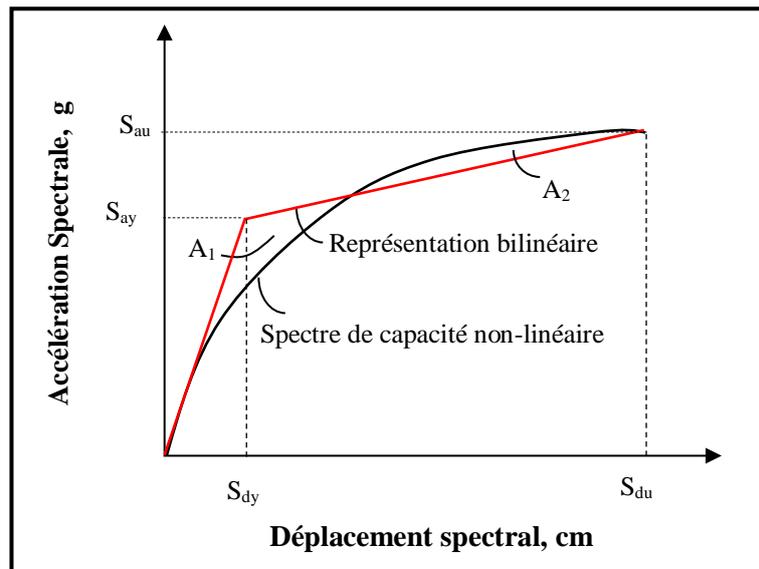


Figure 7.4 : Représentation bilinéaire du spectre de capacité (ATC-40 1996 ; Boukri 2014)

#### 7.4.2 Développement du spectre de demande élastique avec un amortissement ( $\xi = 5\%$ ) :

Deux types de spectre sont considérés pour les simulations. En premier abord, le spectre de réponse élastique ( $\xi = 5\%$ ) est développé à partir d'un signal accélérométrique enregistré durant un séisme donné. Le second spectre d'étude est la sollicitation de référence proposée dans les normes parasismiques Algériennes (RPA99/2003).

Le spectre doit prendre en considération les conditions du sol et les effets de sites relatives à la zone d'implantation de la structure (ou structures) à étudier. Une fois développé, ce spectre est converti en spectre de demande élastique correspondant, dans le format ADRS (Spectre de réponse Accélération-Déplacement), en utilisant la formulation donnée par MAHANEY et al. (1993) :

$$S_{di}(T) = \frac{S_{ai}(T)}{4\pi^2} T^2 \quad (7.5)$$

Ainsi, chaque ordonnée d'accélération spectrale associée à une période  $T$ , est convertie en ordonnée de déplacement spectrale correspondante multipliée par le facteur  $T^2/4\pi^2$ .

Où:

$T$  [unité:s] représente la période de la structure;  $S_{dy}$  [unité:m] et  $S_{ay}$  [unité:m.s<sup>-2</sup>] représentent le déplacement spectral et l'accélération spectrale, respectivement.

#### 7.4.3. Spectre de réponse proposé par les règles parasismiques Algériennes (RPA99/2003)

La forme générale du spectre de réponse proposé par les règles parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003) est donnée par la formulation suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A_c \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A_c) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A_c) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (1.25 A_c) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad (7.6)$$

Où :

A : Coefficient d'accélération (g) ;

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique ;

R : Coefficient de comportement de la structure ;

$T_1$  et  $T_2$  : Limites inférieures et supérieures de l'intervalle des périodes définissant la branche de l'accélération spectrale constante.

Q : Facteur de qualité.

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par l'équation suivante :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \quad (7.7)$$

L'utilisation de la méthode du spectre de capacité nécessite l'utilisation d'un spectre de réponse élastique avec un amortissement ( $\xi$ ) pris égal à 5%. Dans ce cas, les facteurs R,  $\eta$  et Q seront remplacés par la valeur unité (1). L'allure du spectre résultant est donnée sous la forme suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \left( 1 + 1.5 \frac{T}{T_1} \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 (1.25 A_c) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 (1.25 A_c) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 (1.25 A_c) \left( \frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad (7.8)$$

#### 7.4.4. Définition du point de performance ou demande en déplacement

Le point de performance (Sd) représente la performance d'une structure ou classe de structures (typologie) sous l'effet d'une sollicitation sismique donnée. Il exprime l'interaction entre la courbe de capacité du bâtiment et la sollicitation sismique représentée par le spectre de réponse élastique du site étudié. Une fois défini, ce point permet d'estimer les probabilités d'atteindre le niveau de dommage spécifié en utilisant les courbes de fragilité.

##### *Etapas de détermination du point de performance (S<sub>a</sub>) (Boukri et al. 2013 ; Boukri et al. 2014)*

La définition du point de performance, dans la méthode mise au point pour l'estimation des dommages sismiques du bâti existants en Algérie, est réalisée en utilisant la procédure « A » de la méthode du spectre de capacité développé par le Conseil de Technologie Appliqué dans le rapport « ATC-40 : Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings » (ATC-40 1996) et adoptée par la méthodologie HAZUS (FEMA 2002). En tenant compte du contexte Algérien, le point de performance est déterminé comme suit (Boukri et al. 2013 ; Boukri et al. 2014):

1. Superposition de la courbe du spectre de capacité de la structure (ou typologie) et du spectre de demande élastique ( $\xi=5\%$  nt) développé sur un même diagramme.
2. Choisir un point de performance initial (point de commencement des itérations),  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$  ( $d_{pi} > S_{dy}$ ) sur le spectre de capacité comme montré sur la figure 1.3. Ce point peut être obtenu de différentes manières, soit comme l'intersection du prolongement du segment élastique du spectre de capacité et le spectre de réponse élastique basé sur l'hypothèse des déplacements égaux, soit par les coordonnées ultimes du spectre de capacité ou tout autre point basé sur le jugement de l'ingénieur. Il peut être aussi le point intermédiaire de la branche post élastique du spectre de capacité déterminé comme suit :

$$a_{pi} = \frac{S_{au} - S_{ay}}{2} \quad (2.11)$$

et

$$d_{pi} = \frac{S_{du} - S_{dy}}{2} \quad (2.12)$$

Dans le cas d'utilisation de l'hypothèse des déplacements égaux, on détermine les coordonnées initiales du point de performance, à partir de l'intersection du prolongement du segment élastique de la courbe du spectre de capacité non-linéaire (rigidité initiale) et le spectre de demande élastique. On peut en déduire la période élastique ( $T_0$ ) de la structure ainsi que les déplacements et accélérations spectraux correspondant [ $S_d(T_0) = d_{élastique}$  ;  $S_a(T_0)$ ] sur le spectre de demande élastique. La projection de ce déplacement sur le spectre de capacité, permet d'en déduire le déplacement spectral inélastique ( $d_{élastique} = d_{inélastique}$ ) ainsi que l'accélération spectrale inélastique correspondante. Ce point sera pris comme étant le point de performance initial ( $a_{pi}, d_{pi}$ ), comme illustré sur la figure 7.5.

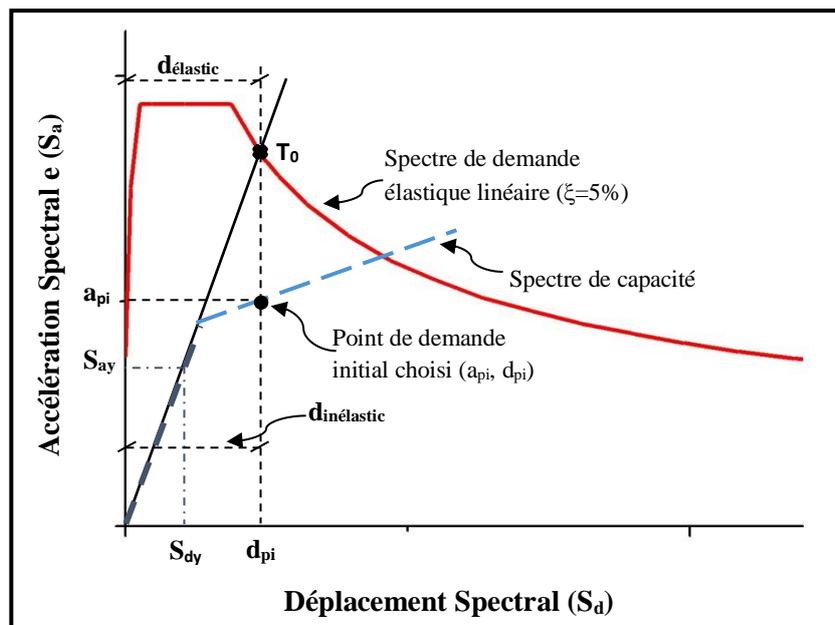


Figure 7.5 : Procédure de définition du point de performance initial ( $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ ) par l'hypothèse des égalités des déplacements

3. Calculer les facteurs de réductions spectraux  $SR_A$  et  $SR_V$  donnés par les équations 7.9 et 7.10 (ATC40 1996), puis développer le spectre de demande élastique réduit par ces facteurs. Superposer ce dernier dans le même diagramme avec le spectre de capacité bilinéaire (voir figure 7.5).

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\xi_{eff})}{2.12} \tag{7.9}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\xi_{eff})}{1.65} \tag{7.10}$$

Les facteurs de réductions spectraux  $SR_A$  et  $SR_V$  sont fonction des amortissements effectifs,  $\xi_{eff}$ . La formule utilisée pour le calcul de ces amortissements, basés sur les études effectuées par Newmark et Hall (1982), a été développée initialement pour le calcul des amortissements équivalents ( $\xi_{eq}$ ) des structures ductiles ayant un comportement hystérétique stable avec des boucles hystérésis parfaites. L'amortissement équivalent ( $\xi_{eq}$ ) représente l'amortissement d'une structure donnée, dans sa phase inélastique, après l'occurrence d'un séisme. Il est obtenu comme suit :

$$\xi_{eq} (\%) = \xi_0 + \xi \tag{7.11}$$

Où :

$\xi_0$  représente l'amortissement hystérétique donné par l'équation suivante :

$$\xi_0 = \frac{63.7(S_{ay}d_{pi} - S_{dy}a_{pi})}{a_{pi}d_{pi}} \quad (7.12)$$

$\xi$  décrit l'amortissement naturel de la structure à l'état élastique qui est supposé constant, il est pris égal à 5%, en général.

De ce fait, l'équation de l'amortissement équivalent des structures ductiles est exprimée de la manière suivante :

$$\xi_{eq} = \frac{63.7(S_{ay}d_{pi} - S_{dy}a_{pi})}{a_{pi}d_{pi}} + 5 \quad (7.13)$$

Dans le cas des structures existantes qui ne sont pas ductiles généralement, cette formulation donne des valeurs surestimées des amortissements équivalents réels. De ce fait, pour prendre en considération les imperfections possibles, un facteur de modification d'amortissement ( $\kappa$ ), appelé aussi facteur de dégradation, a été introduit dans l'équation 7.11. Dans ce cas, il y a lieu de calculer un facteur d'amortissement effectif défini comme suit :

$$\xi_{eff} = \frac{63.7\kappa(S_{ay}d_{pi} - S_{dy}a_{pi})}{a_{pi}d_{pi}} + 5 \quad (7.14)$$

Le facteur ( $\kappa$ ) dépend intimement du comportement hystérétique des trois types de structures décrits ci-dessous. Le type A décrit un comportement stable et parfait de la boucle hystérésis alors que le type C représente les boucles dégradées, tandis que le type B décrit un comportement intermédiaire entre les types A et C (ATC40 1996). Les valeurs définissant ce facteur ( $\kappa$ ) pour les trois types (A, B et C) de comportement structuraux sont données dans le Tableau 7.1.

Tableau 7.1: Définition du facteur de dégradation en fonction du type de comportement structural (ATC40 1996 ; Boukri 2014)

Type de structure	$\xi_0$ (en %)	$\kappa$
A	$\leq 16.25$	1.0
	$> 16.25$	$1.13 - \frac{0.51(a_e d_{pi} - d_e d_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
B	$\leq 25.0$	0.65
	$> 25.0$	$0.845 - \frac{0.446(a_e d_{pi} - d_e d_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
C	Aucune valeur	0.33

(A) Constructions neuves ou existantes dimensionnées selon les normes parasismiques en vigueur (RPA99/2003), c.-à-d. celles réalisées après 2003.

(B) Constructions réalisées entre 1981 et 2003.

(C) Constructions réalisées avant l'apparition des Règles Parasismiques Algériennes de 1981 (RPA 1981).

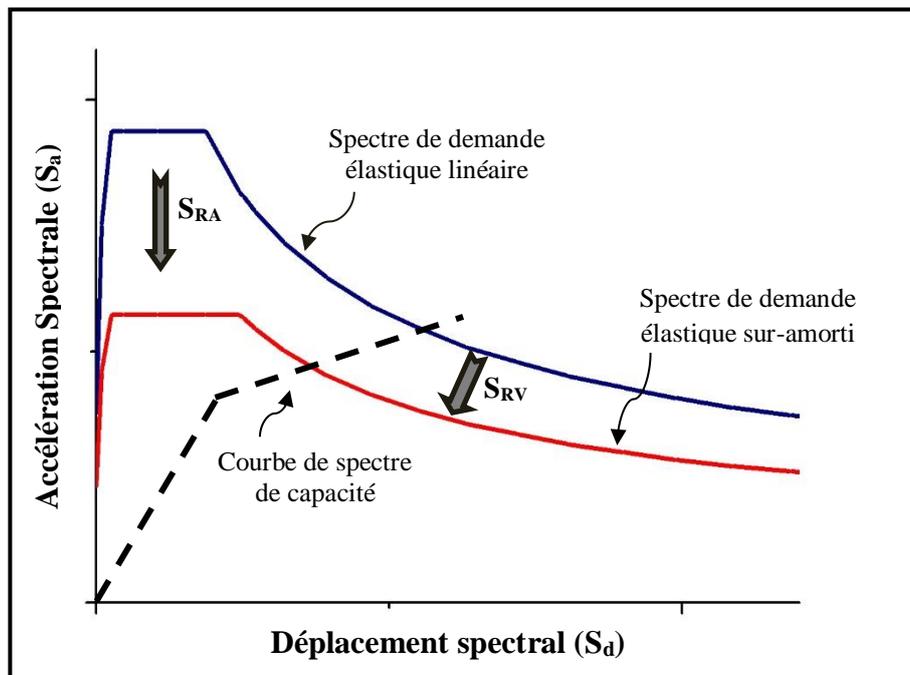


Figure 7.6 : Développement du spectre de demande réduit

Les valeurs minimales des facteurs de réductions spectraux  $SR_A$  et  $SR_V$  ne doivent pas dépasser celles données dans le tableau 2.3 ci-après :

Tableau 7.2 : Valeurs minimales de  $SR_A$  et  $SR_V$  (ATC40 1996)

Type de comportement structural	$SR_A$	$SR_V$	$\xi_{\text{eff max}}$
A	0.33	0.50	40
B	0.44	0.56	29
C	0.56	0.67	20

4. Déterminer la période du spectre de demande réduit résultant, au point de basculement entre l'intervalle d'accélération constante (le plateau du spectre de demande réduit) et l'intervalle du déplacement constant (branche descendante du spectre de demande réduit). Cette période, notée  $T_{sr}$  (Période du spectre réduit) est déterminée à partir de l'égalité entre les expressions de la 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> ligne de la formulation du spectre de réponse élastique donné par le RPA99/2003. Elle est obtenue comme suit (Boukri 2014) :

$$2.5(1.25 A_c) S_{RA} = 2.5(1.25 A_c) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{x/y} S_{RV} \quad \longrightarrow \quad T = T_{sr} = \left[ \frac{S_{RV}}{S_{RA}} (T_2)^{x/y} \right]^{y/x} \quad (2.19)$$

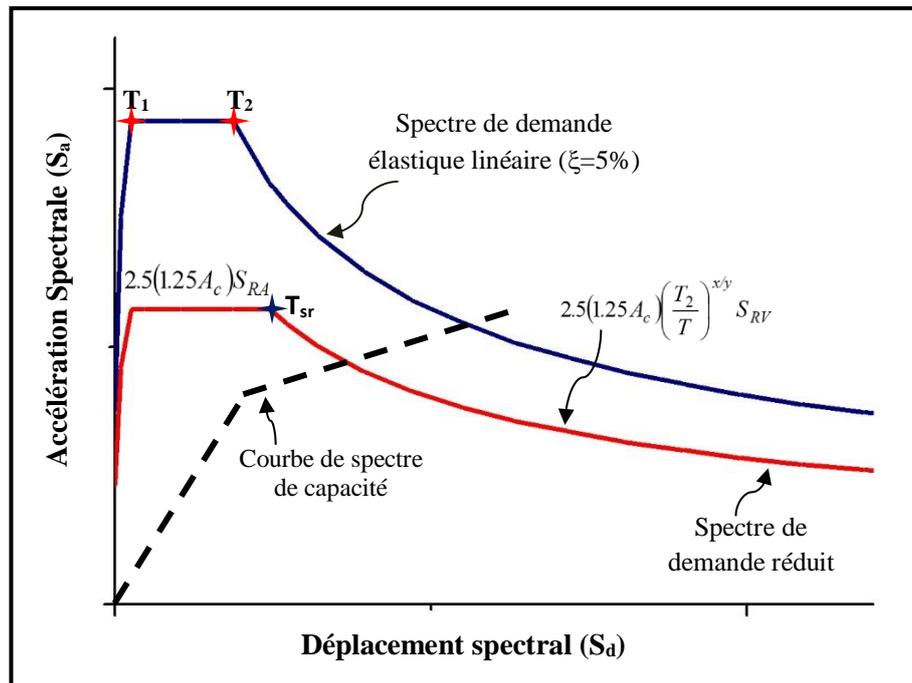


Figure 7.7 : Détermination de la période de la borne supérieure du plateau du spectre de demande réduit ( $T_{sr}$ )

5. Déterminer si le point d'intersection du spectre de demande élastique réduit et du spectre de capacité ( $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ ) est dans une tolérance acceptable n'excédant pas 5 %, c.-à-d. :

$$0,95d_{pi} \leq S_d \leq 1,05d_{pi}.$$

6. Dans le cas contraire, un nouveau point ( $a_{pi}^{new}$ ,  $d_{pi}^{new}$ ) doit être choisi et reprendre les calculs à partir de l'étape 2 jusqu'à convergence des calculs. Le nouveau point d'intersection peut être celui déterminé dans l'étape 5, ou bien tout autre point basé sur le jugement de l'ingénieur.

7. Si le nouveau point de performance se trouve dans la bande de tolérance (voir figure 7.8). Alors, ce point est considéré comme le point de performance final de la structure ( $a_p$ ,  $d_p$ ).

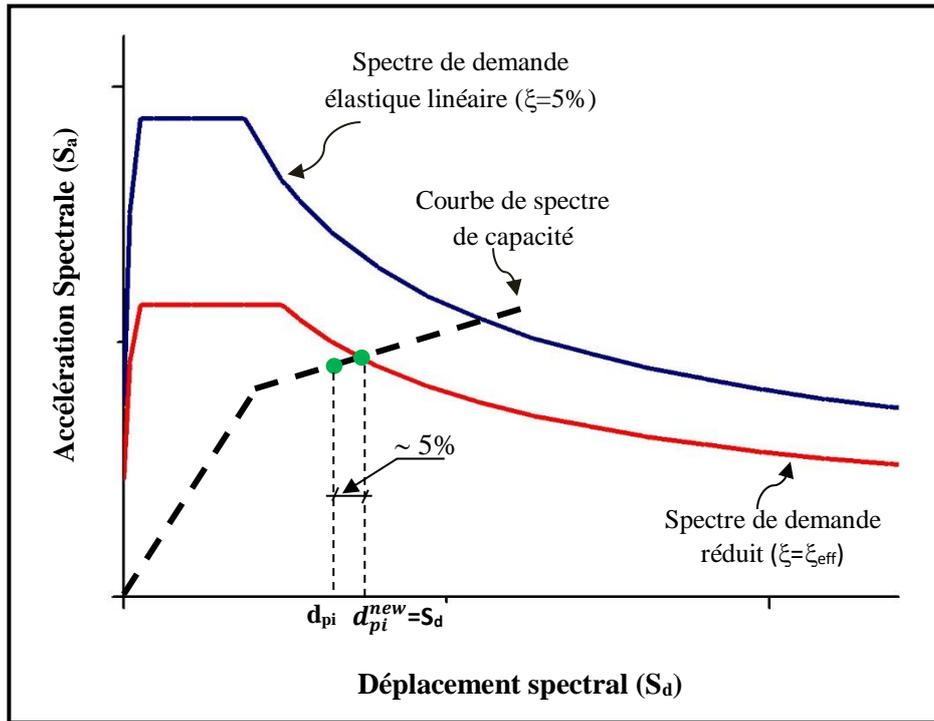


Figure 7.8 : Détermination du point de performance final de la structure

#### 7.4.5. Décomposition du spectre de capacité

La courbe du spectre de capacité est décomposée en quatre états limites de dommages selon la méthode RISK UE (voir figure 7.9) (Milutinovic et al. 2004).

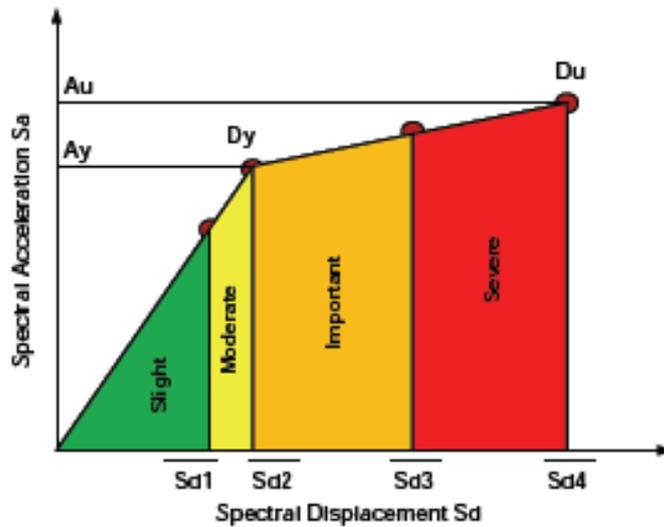


Figure 7.9 Etats limites de dommages selon RISK-UE (Milutinovic et al. 2004)

Ces états limites de dommages sont définis par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} \bar{S}_{d1} = 0.7 D_y \\ \bar{S}_{d2} = D_y \\ \bar{S}_{d3} = D_y + 0.25 (D_u - D_y) \\ \bar{S}_{d4} = D_u \end{cases} \quad 2.20$$

Où :

$\bar{S}_{di}$  : Déplacement limite de l'état  $i$

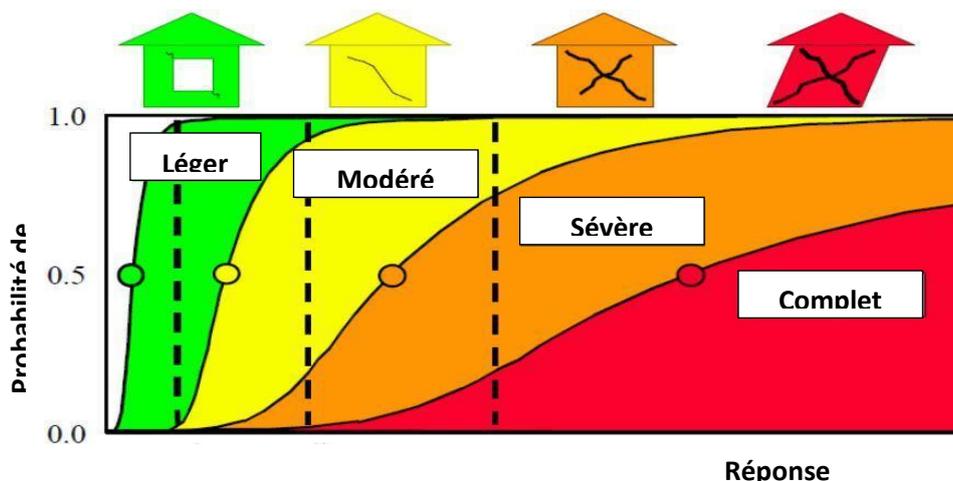
$D_y$  : Déplacement spectral élastique

$D_u$  : Déplacement spectral ultime

Ces valeurs des états limites de dommages sont utilisées pour générer les courbes de fragilité.

#### 7.4.6 Génération des courbes de fragilité (Boukri et al. 2013 ; Boukri 2014)

Les courbes de dommages sont adoptées sous formes de courbes de fragilité log-normale (voir figure 7.10) qui expriment la probabilité  $P[ds/S_d]$  d'atteindre ou de dépasser un certain niveau de dommage structurel ou non-structurel ( $ds$ ), pour un déplacement spectral ( $S_d$ ) au point de demande (point de performance).



**Figure 7.10.** Représentation des courbes de fragilité pour 4 niveaux de dommages (FEMA 2004)

La distribution cumulée pour un niveau de dommage donné ( $ds$ ) définit donc les probabilités pour 05 états de dommages (voir chapitre 1). Ces probabilités sont décrites comme suit:

$P[N|S_d]$  : Probabilité d'occurrence d'un dommage négligeable " $N$ " (no damage) ;

$P[S|S_d]$  : Probabilité d'occurrence d'un dommage léger " $S$ " (slight damage) ;

$P[M|S_d]$  : Probabilité d'occurrence d'un dommage modéré " $M$ " (moderate damage) ;

$P[E|S_d]$  : Probabilité d'occurrence d'un dommage important " $E$ " (extensive or severe damage) ;

$P[C|S_d]$  : Probabilité d'occurrence d'un dommage complet " $C$ " (complete damage).

Pour un état de dommage donné, la courbe de fragilité est exprimée par la fonction de densité de probabilité log-normale donnée par l'équation suivante :

$$P[ds / S_d] = \Phi \left[ \frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left( \frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad (2.21)$$

Où :

$S_d$  représente le déplacement spectral (paramètre de la demande sismique) ;  $\bar{S}_{d,ds}$  est la valeur moyenne du déplacement spectral,  $S_d$ , pour un certain niveau de dommage pris égal à « ds » ;

$\beta_{ds}$  définit l'écart-type du logarithme du déplacement spectral,  $S_d$ , pour un état de dommage « ds ».  $\Phi(\cdot)$  exprime la distribution Gaussienne standard cumulée.

L'écart-type  $\beta_{ds}$  du logarithme du déplacement spectral est calculée de chaque état de dommage est calculée par les expressions suivantes (Milutinovic et al. 2004) :

$$\beta_{ds1} = 0.25 + 0.07 \ln(\mu) \quad (2.22)$$

$$\beta_{ds2} = 0.2 + 0.18 \ln(\mu) \quad (2.23)$$

$$\beta_{ds3} = 0.1 + 0.4 \ln(\mu) \quad (2.24)$$

$$\beta_{ds4} = 0.15 + 0.5 \ln(\mu) \quad (2.25)$$

$\mu$  exprime la ductilité ultime (le rapport entre le déplacement spectral ultime et le déplacement spectral élastique).

#### 7.4.7. Calcul des probabilités spécifiques des catégories de dommages

La probabilité spécifique à chaque catégorie ou niveau de dommage est déduite des probabilités cumulées comme suit (FEMA 2002) :

$$\text{Dommage Complet "C":} \quad P[ds=C] = P[C|S_d] \quad (2.26)$$

$$\text{Dommage Important "E":} \quad P[ds=E] = P[E|S_d] - P[C|S_d] \quad (2.27)$$

$$\text{Dommage Modéré "M":} \quad P[ds=M] = P[M|S_d] - P[E|S_d] \quad (2.28)$$

$$\text{Dommage Léger "S":} \quad P[ds=S] = P[S|S_d] - P[M|S_d] \quad (2.29)$$

$$\text{Dommage Négligeable "N":} \quad P[ds=N] = 1 - P[S|S_d] \quad (2.30)$$

#### 7.4.8. Génération de la matrice de probabilité de dommages pour la typologie de structure étudiée

La matrice de probabilité de dommages (DPM) (voir tableau 2.1) exprime, sous une forme discrète, la probabilité conditionnelle  $P[D= j|i]$  pour obtenir un niveau de dommage « j », dû à un séisme de sévérité « i ».

Tableau 7.3 : Matrice de probabilités de dommages adoptée dans la méthodologie

Matrice de probabilités de dommages					
Catégorie de dommage	Négligeable	Léger	Modéré	Important	Complet
Probabilité	P[N]	P[S]	P[M]	P[E]	P[C]

## 7.5 ANALYSE DE LA PERFORMANCE SISMIQUE DES VARIANTES DE LA STRUCTURE

### 7.5.1 Transformation et idéalisation de la courbe de capacité en spectre de capacité

Les courbes de capacité ( $V_b - \delta_s$ ) sont transformées en format ADRS ( $S_a - S_d$ ), puis idéalisées sous formes bilinéaires.

Dans ce qui suit, nous allons présenter les courbes idéalisées en format ADRS de la structure existante et l'ensemble des variantes de renforcement.

#### a. Structure existante

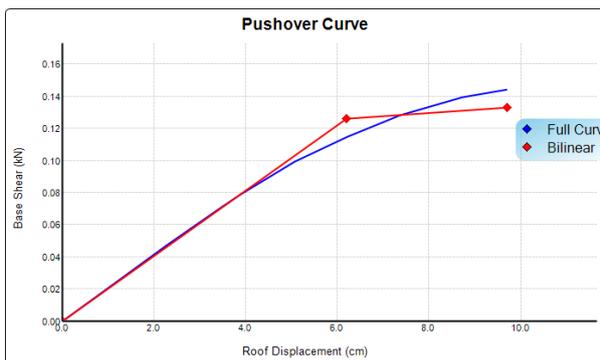


Figure 7.12 Sens X-X

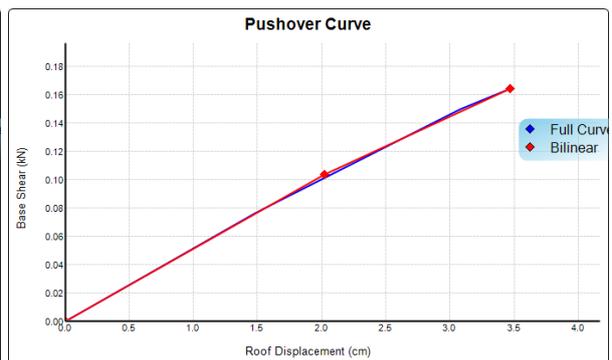


Figure 7.13 Sens Y-Y

#### b. Variante réalisée

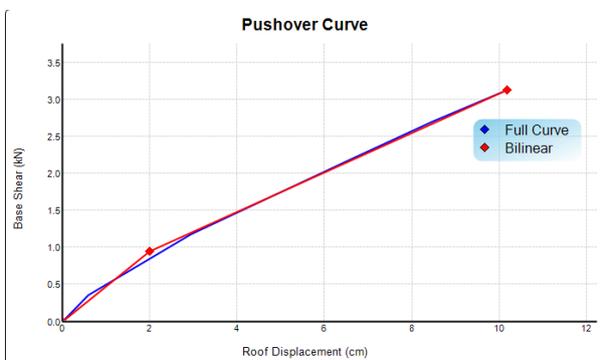


Figure 7.14 Sens X-X

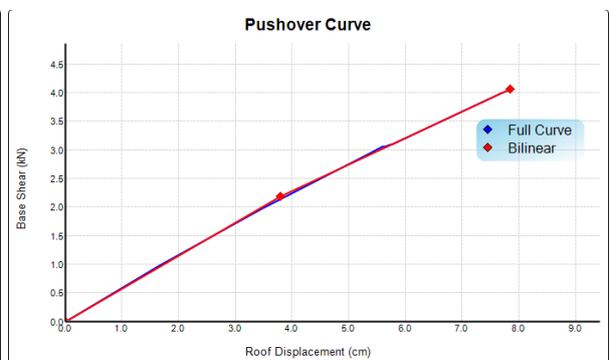
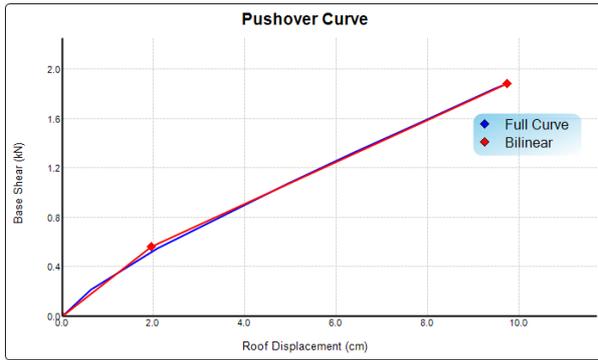
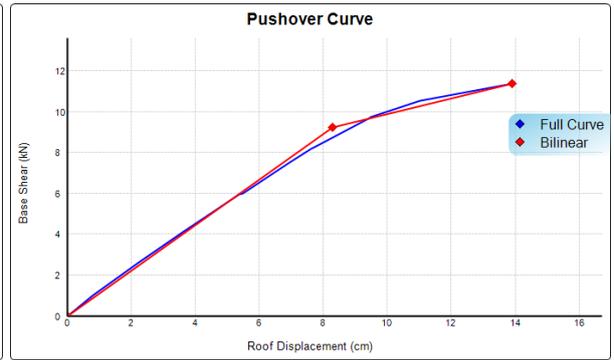


Figure 7.15 Sens Y-Y

**c. Variante proposée 1**

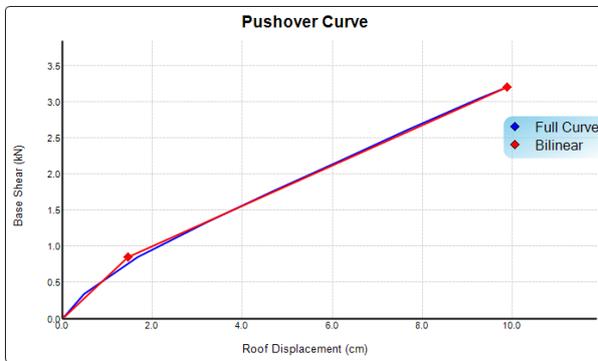


**Figure 7.16 Sens X-X**

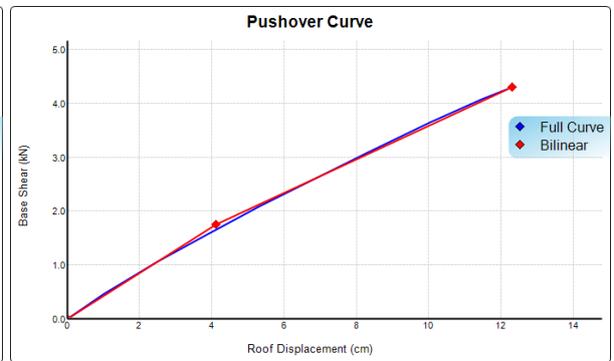


**Figure 7.17 Sens Y-Y**

**d. Variante proposée 2**

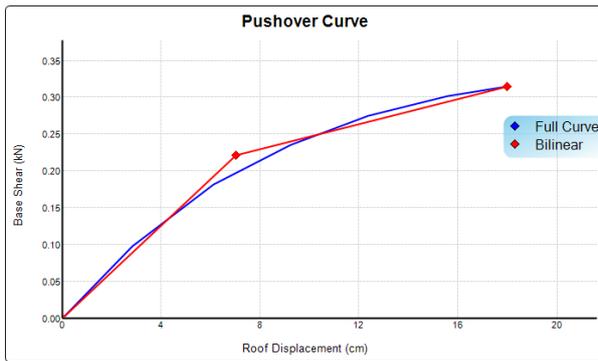


**Figure 7.18 Sens X-X**



**Figure 7.19 Sens Y-Y**

**e. Variante proposée 3 (Avec amortisseurs)**



**Figure 7.19 Sens X-X**



**Figure 7.20 Sens Y-Y**

Tableau 7.3: Valeurs des paramètres définissant les courbes de capacité (X-X)

Variante	Point de capacité élastique		Point de capacité ultime	
	$S_{dy}$ (cm)	$S_{ay}$ (g)	$S_{du}$ (cm)	$S_{au}$ (g)
Existante	6.21	0.126	9.71	0.133
Réalisée	2.01	0.949	10.19	3.138
Variante 1 proposée	1.95	0.557	9.74	1.879
Variante 2 proposée	1.46	0.851	9.88	3.213
Variante 3 (amortisseurs)	7.04	0.221	18.00	0.315

Tableau 7.4: Valeurs des paramètres définissant les courbes de capacité (Y-Y)

Variante	Point de capacité élastique		Point de capacité ultime	
	$S_{dy}$ (cm)	$S_{ay}$ (g)	$S_{du}$ (cm)	$S_{au}$ (g)
Existante	2.02	0.103	3.47	0.164
Réalisée	3.79	2.181	7.85	4.051
Variante 1 proposée	8.28	9.224	13.91	11.345
Variante 2 proposée	4.12	1.740	12.31	4.309
Variante 3 (amortisseurs)	6.53	0.418	13.39	0.461

### 7.5.2. Développement des courbes de vulnérabilité

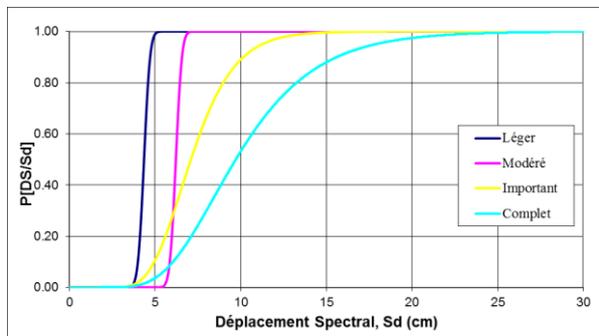
Tableau 7.5 : Valeurs des paramètres définissant les courbes de fragilité (X-X)

Variante	DEPLACEMENT SPECTRAL $S_d$ (cm)							
	Dommages Léger		Dommages Modérés		Dommages Importants		Dommages Complets	
	$\bar{S}_d$	$\beta$	$\bar{S}_d$	$\beta$	$\bar{S}_d$	$\beta$	$\bar{S}_d$	$\beta$
Existante	4.35	0.28	6.21	0.28	7.09	0.28	9.71	0.37
Réalisée	1.41	0.36	2.01	0.49	4.06	0.75	10.19	0.96
Variante 1	1.37	0.36	1.95	0.49	3.90	0.74	9.74	0.95
Variante 2	1.02	0.38	1.46	0.54	3.57	0.86	9.88	1.11
Variante 3	4.93	0.32	7.04	0.37	9.78	0.48	18.00	0.62

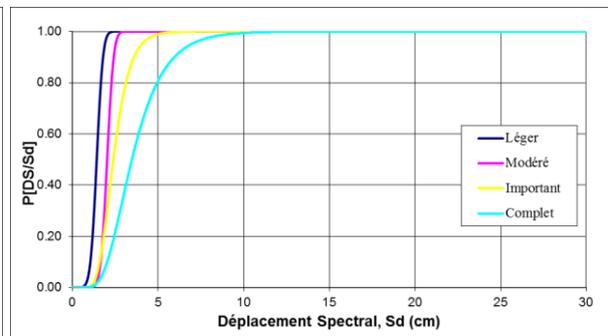
Tableau 7.6 : Valeurs des paramètres définissant les courbes de fragilité (Y-Y)

Variante	DEPLACEMENT SPECTRAL $S_d$ (cm)							
	Dommages Léger		Dommages Modéré		Dommages Important		Dommages Complet	
	$\bar{S}_d$	$\beta$	$\bar{S}_d$	$\beta$	$\bar{S}_d$	$\beta$	$\bar{S}_d$	$\beta$
Existante	1.41	0.29	2.02	0.30	2.38	0.32	3.47	0.42
Réalisée	2.65	0.30	3.79	0.33	4.81	0.39	7.85	0.51
Variante 1	5.80	0.29	8.28	0.29	9.69	0.31	13.91	0.41
Variante 2	2.88	0.33	4.12	0.40	6.17	0.54	12.31	0.70
Variante 3	4.57	0.30	6.53	0.33	8.25	0.39	13.39	0.51

**a. Structure existante**

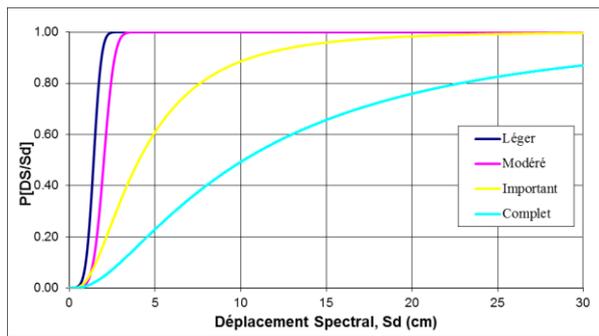


**Figure 7.21** Sens X-X

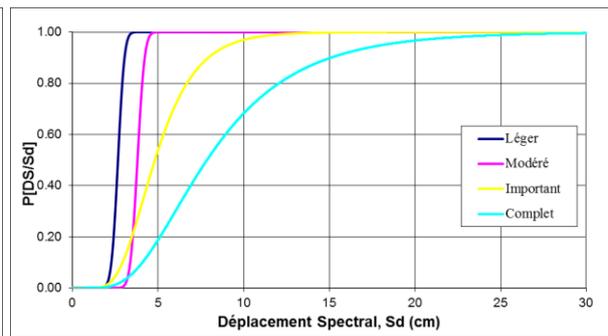


**Figure 7.22** Sens Y-Y

**b. Variante réalisée**

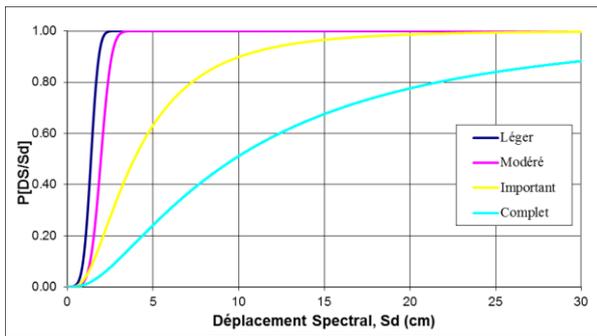


**Figure 7.23** Sens X-X

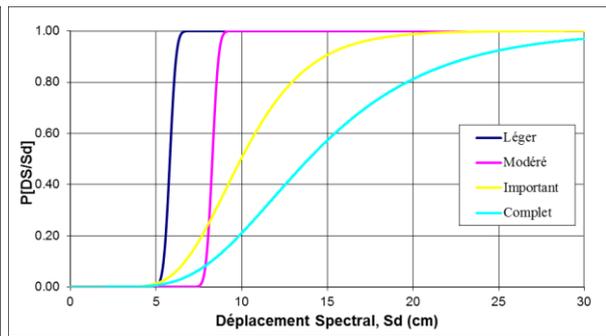


**Figure 7.24** Sens Y-Y

**c. Variante proposée 1**

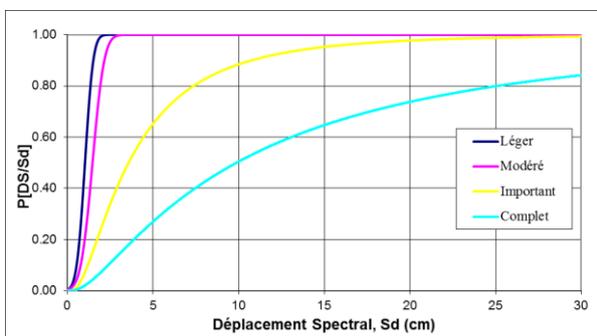


**Figure 7.25 Sens X-X**

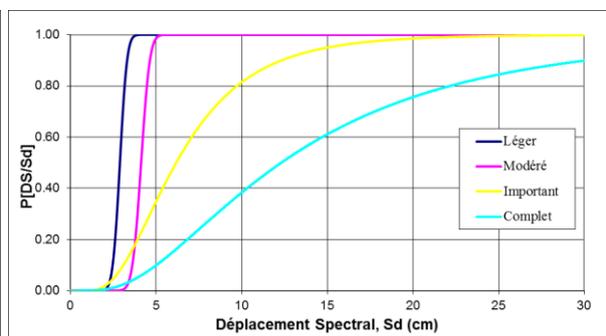


**Figure 7.26 Sens Y-Y**

**d. Variante proposée 2**

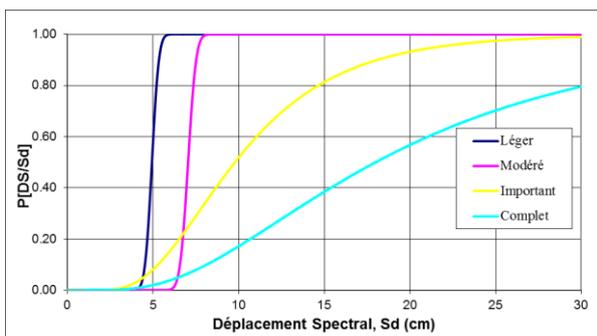


**Figure 7.27 Sens X-X**

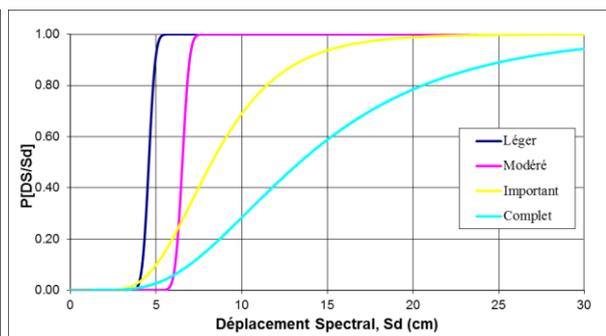


**Figure 7.28 Sens Y-Y**

**e. Variante proposée 3 (Avec amortisseurs)**



**Figure 7.29 Sens X-X**

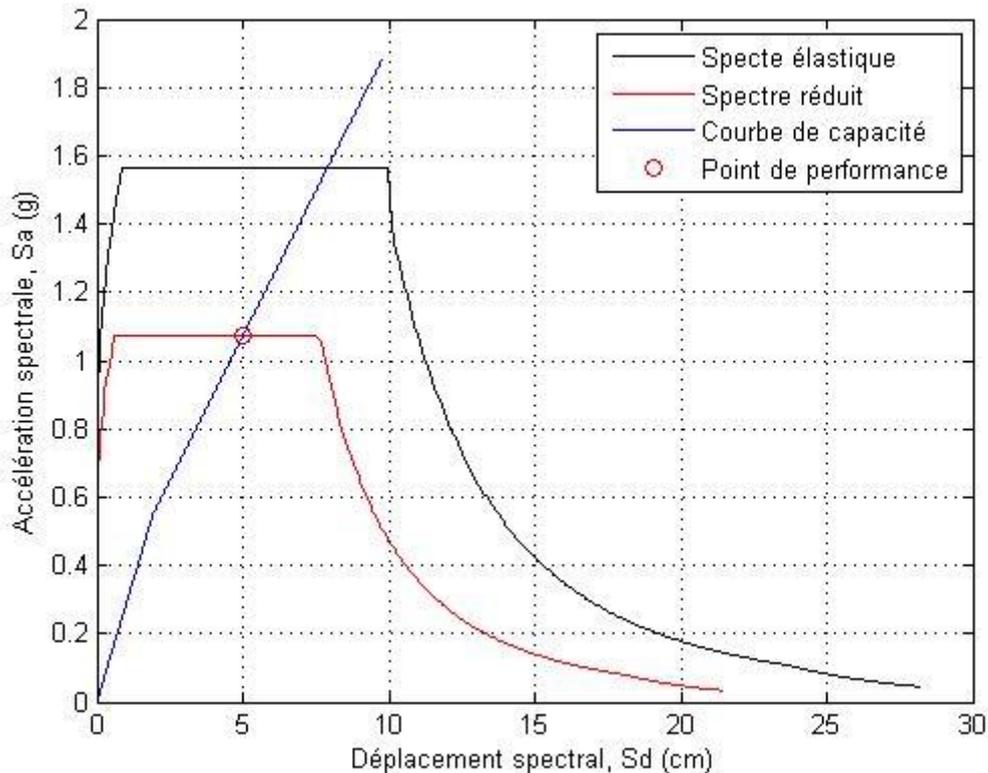


**Figure 7.30 Sens Y-Y**

**• Exemple de calcul du point de performance :  
Variante 1 (X-X)**

La figure 7.31 montre le calcul du point de performance de la structure renforcée avec la variante 1 selon l'axe (X-X).

On prend une accélération ( $A=0.5g$ ) c'est celle enregistrée à Boumerdès au moment du séisme du 21.05.2003.



**Figure 7.31.** Point de performance de la variante 1 de renforcement (Y-Y)

A partir du point de performance ( $s_d= 5$  cm), nous pourrions sur la courbe de fragilité estimer les dommages possibles sur ce bâtiment en cas de séisme.

## 7.6 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons exposé la procédure d'estimation de la performance sismique des structures vis-à-vis de sollicitations sismiques majeures.

Après la réalisation des courbes de capacité, les courbes de fragilité sont générées et peuvent donner un aperçu sur les probabilités de dommages d'un système ou une typologie considérés afin de tester sa performance vis-à-vis d'un séisme majeur et de choisir la meilleure configuration de renforcement parasismique.

## CONCLUSIONS ET RECOMENDATIONS

Le présent projet de fin d'étude est la phase finale dans le cycle de formation d'ingénieur et représente une occasion d'initiation à la recherche.

Ce travail nous a permis, en premier lieu, de passer en revue les différents types de pathologies dans le domaine du bâtiment, l'origine des désordres engendrés, ainsi que les facteurs déterminant l'ampleur des dommages.

La définition des pathologies passe systématiquement par bon un diagnostic afin de collecter les informations pertinentes permettant de se prononcer sur leurs degrés de désordres provoqués dans les différents éléments des structures endommagées. Ce qui permettra, par la suite, aux ingénieurs de choisir la solution de renforcement parasismique la plus adéquate avec le système structurel en question.

En effet, dans un projet de renforcement parasismique, il est du ressort de l'ingénieur d'avoir une grande connaissance et une maîtrise dans ce domaine, lui permettant d'intégrer les mécanismes généraux suivant lesquels les sollicitations sismiques produit des effets qui engendrent différents types de réponses de la structure, en tenant en compte, de tous les facteurs externes influant et ayant causés les multiples détériorations et endommagements.

Pour cela, plusieurs techniques peuvent être discutées et la technique optimale peut être choisie du point de vue de la meilleure intervention compatible avec le budget disponible, mais aussi en respectant la sécurité nécessaire pour le bâtiment. Cela signifie que les nouveaux matériaux utilisés pour la réparation et le renforcement seront chimiquement, physiquement et mécaniquement compatibles. Il est impossible de demander qu'ils soient exactement les mêmes que ceux d'origine. En conséquence de cela, la réparation et l'amélioration seront meilleures que la substitution.

Le projet d'un renforcement parasismique commence par un calcul de la structure ou des éléments de structure concernés sur la base des prescriptions parasismiques. Pour ce faire, il faut d'abord estimer la capacité disponible avec un soin particulier. A partir de cette évaluation, une solution de renforcement peut être développée.

A cet effet, dans notre projet, nous avons opté pour la vérification, selon les exigences des règles parasismiques algériennes en vigueur (RPA 99 version 2003), d'un bâtiment existant en RDC+05 en forme régulière situé à la cité Ibn Khaldoune « 1200 logements », dans la commune de Boumerdès réalisé sans normes parasismiques. Ce dernier a été endommagé suite au séisme de Boumerdès du 21 Mai 2003.

En premier lieu, nous avons vérifié cette structure vis-à-vis des conditions de résistance prescrites par les règles parasismiques algériennes en vigueur (RPA99 version 2003).

D'après les résultats obtenus, découlant de l'analyse dynamique et sismique linéaires de la structure, il a été constaté qu'elle n'est pas suffisamment dimensionnée vis à vis d'une action sismique probable.

Afin de consolider cet état, une analyse capacitaire (statique non linéaire) a été réalisée, par la suite, en utilisant la méthode PUSHOVER. Les résultats de cette analyse mettent en exergue la déficience de la structure due à une faible capacité de résistance et de déformabilité dans la direction longitudinale ou la demande en termes d'effort tranchant et de déplacement obtenus sous l'effet d'un niveau d'agression sismique dépassent considérablement les valeurs de la capacité à certains étages de la structure. Donc, la performance sismique de cette structure est loin d'être atteinte sans améliorer son comportement à travers une solution de renforcement parasismique.

Le renforcement de la structure a été effectué, en premier lieu, en utilisant la solution proposée et réalisée sur site où les résultats obtenus ont montrés que même si la structure n'a pas vérifié toutes les conditions du RPA, en particulier, on parle spécialement de la condition citée dans l'article 4.2.4, notre structure après une analyse non linéaire démontre d'une performance et d'une ductilité acceptables. Ce qui nous mène à avancer que le RPA 99 version 2003 présente une marge de sécurité dans son critère de conception parasismique.

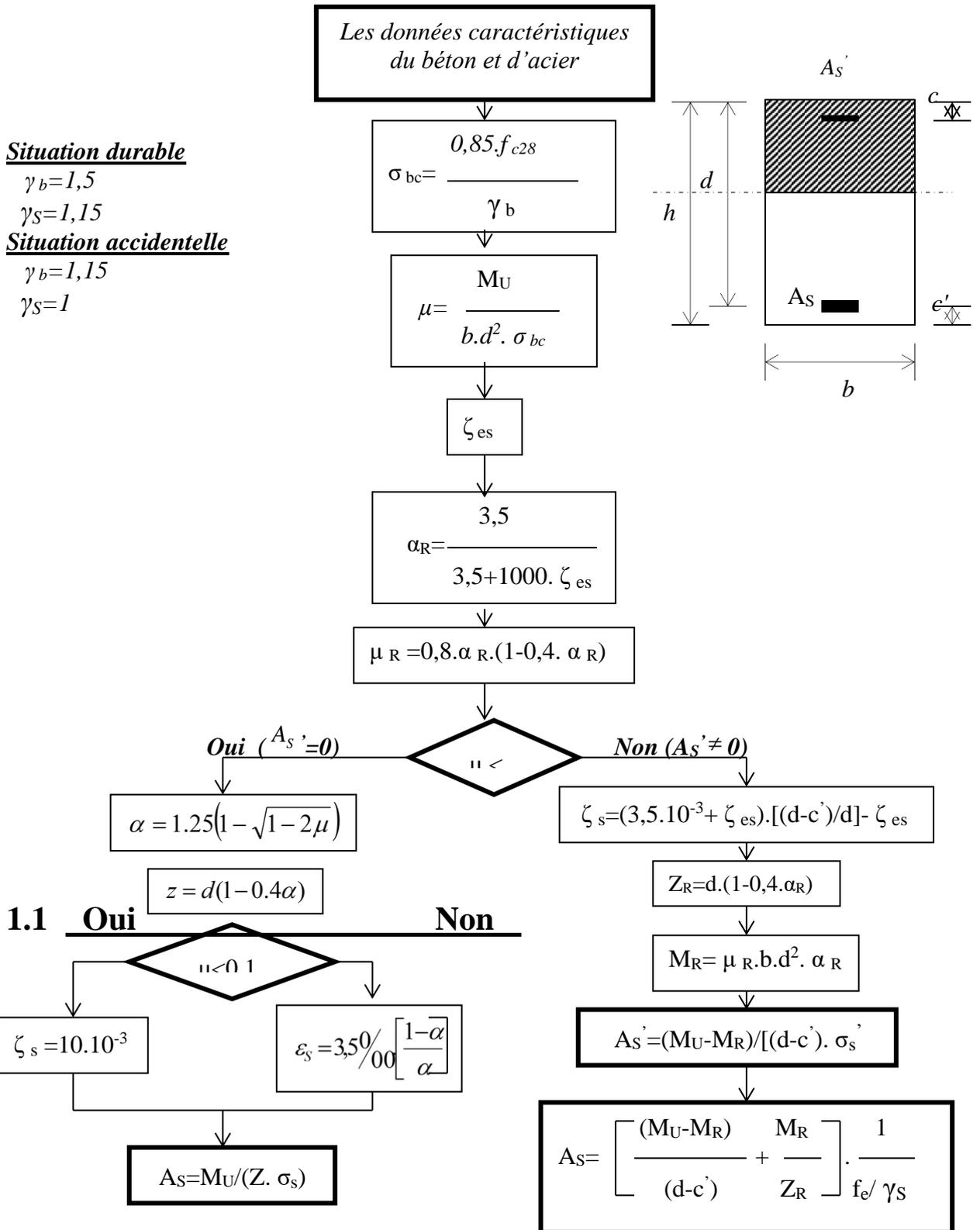
Ces conclusions nous ont menés à investiguer, par la suite, d'autres solutions de renforcement plus performantes pour le cas de notre structure et qui feront l'objet des projets de master 2.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'approfondir nos connaissances sur le comportement linéaires et non linéaires des structures et du renforcement à travers leur mise en application par l'étude d'un cas réel. Donc, les résultats de cette étude, encouragent à l'introduction des concepts de la méthode capacitaire dans les futures versions des règles parasismiques algériennes, par une manière qui présente un certain degré de simplicité dans l'application mais tout en gardant son efficacité.

Au final, nous avons compris durant cette petite période qu'il nous reste beaucoup à apprendre et qu'il reste un monde de défi à surmonter, car le génie civil est un domaine où l'innovation et les problèmes techniques lui font partie et c'est là qu'on reconnaît un bon ingénieur !

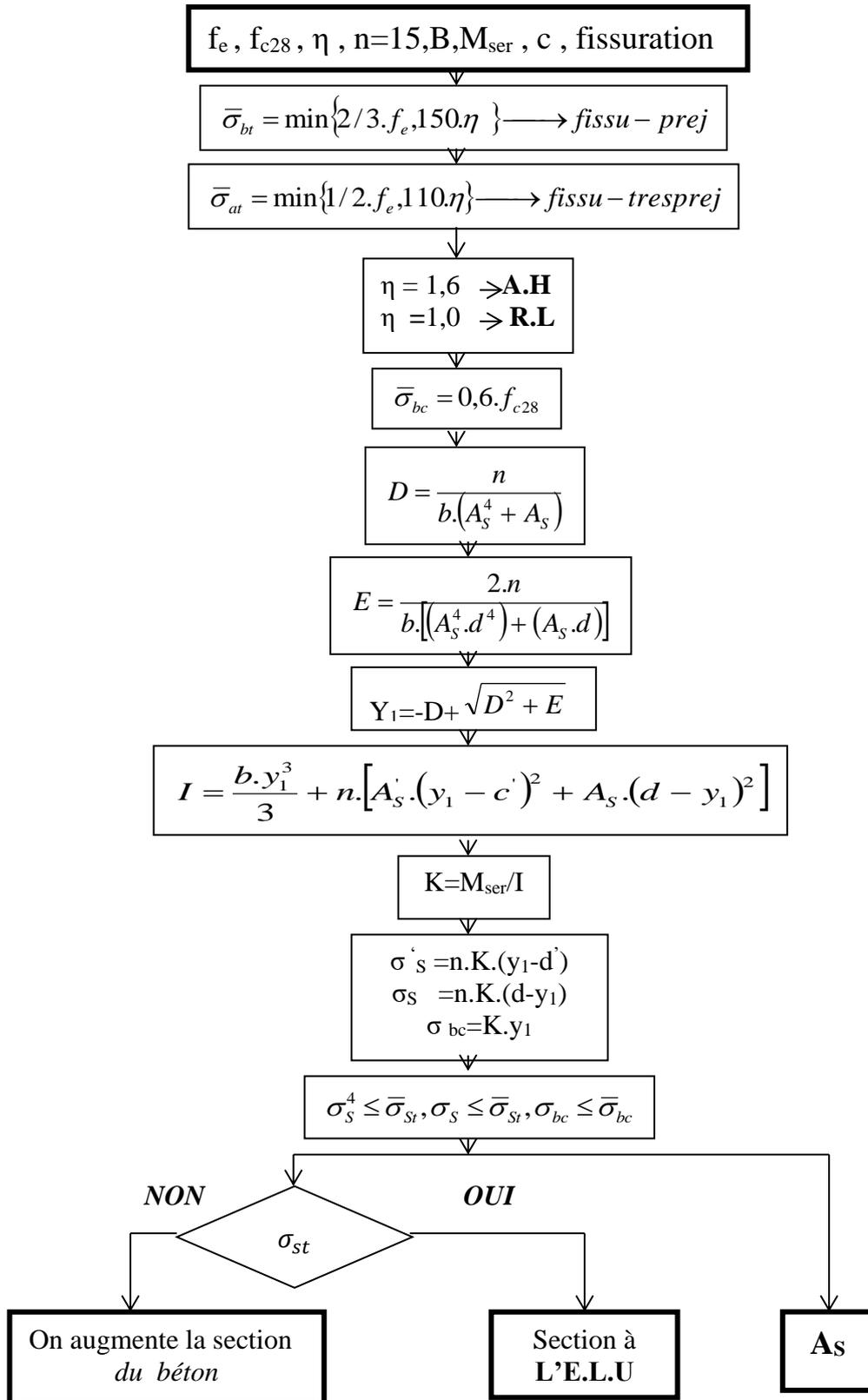
# ORGANIGRAMME -I-

## SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L. U EN FLEXION SIMPLE



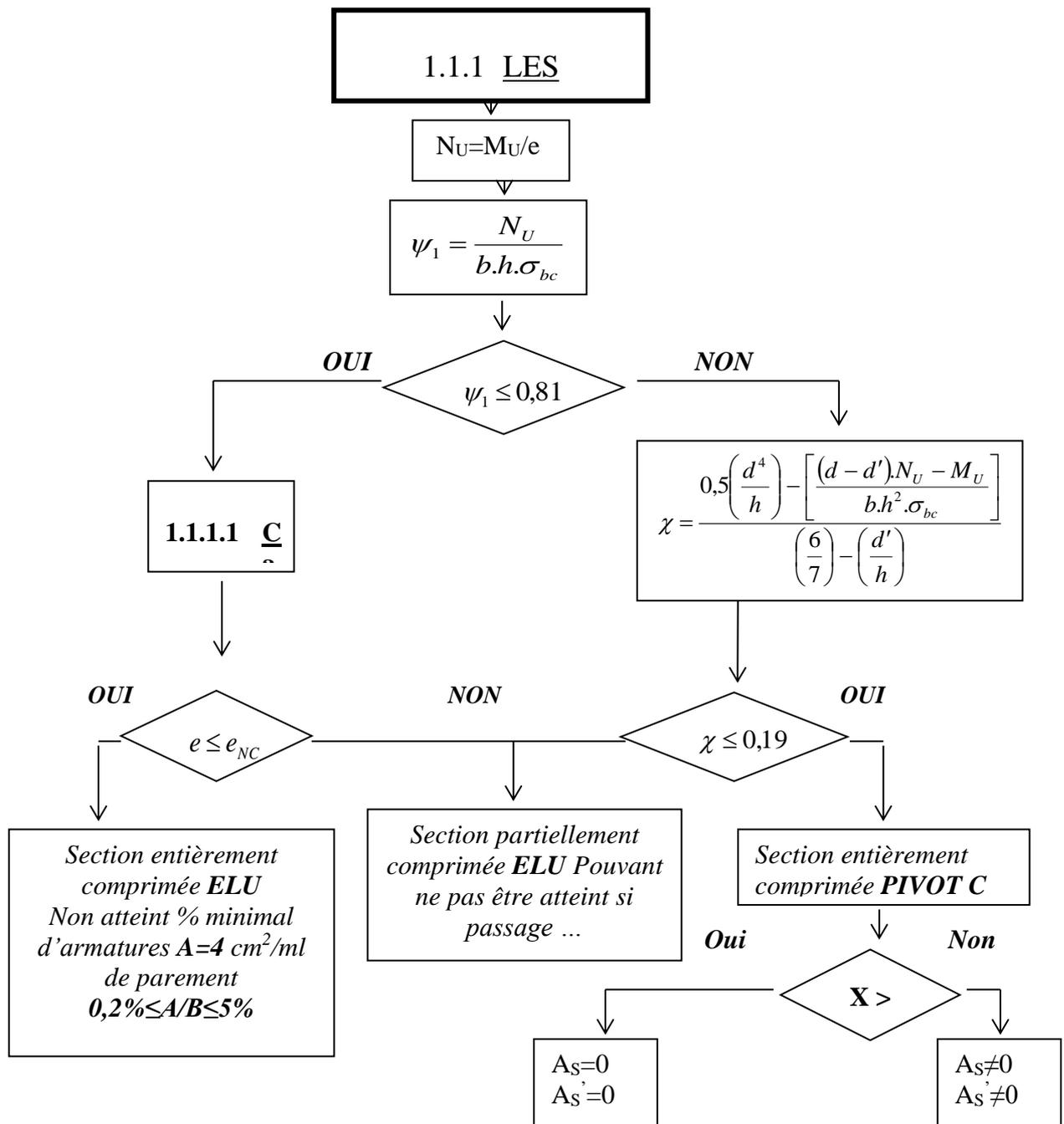
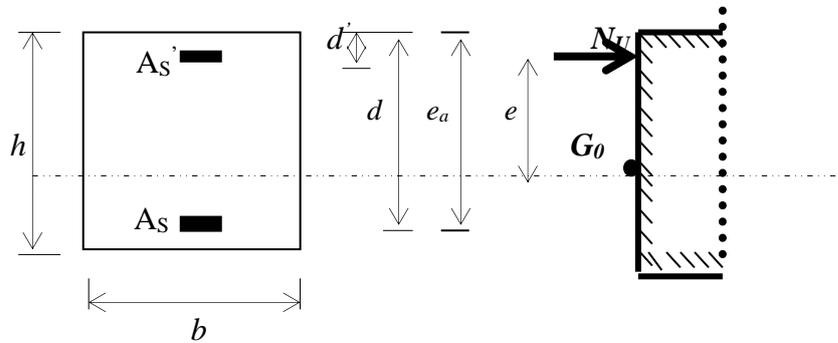
## ORGANIGRAMME -II-

### VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A -L'ELU-



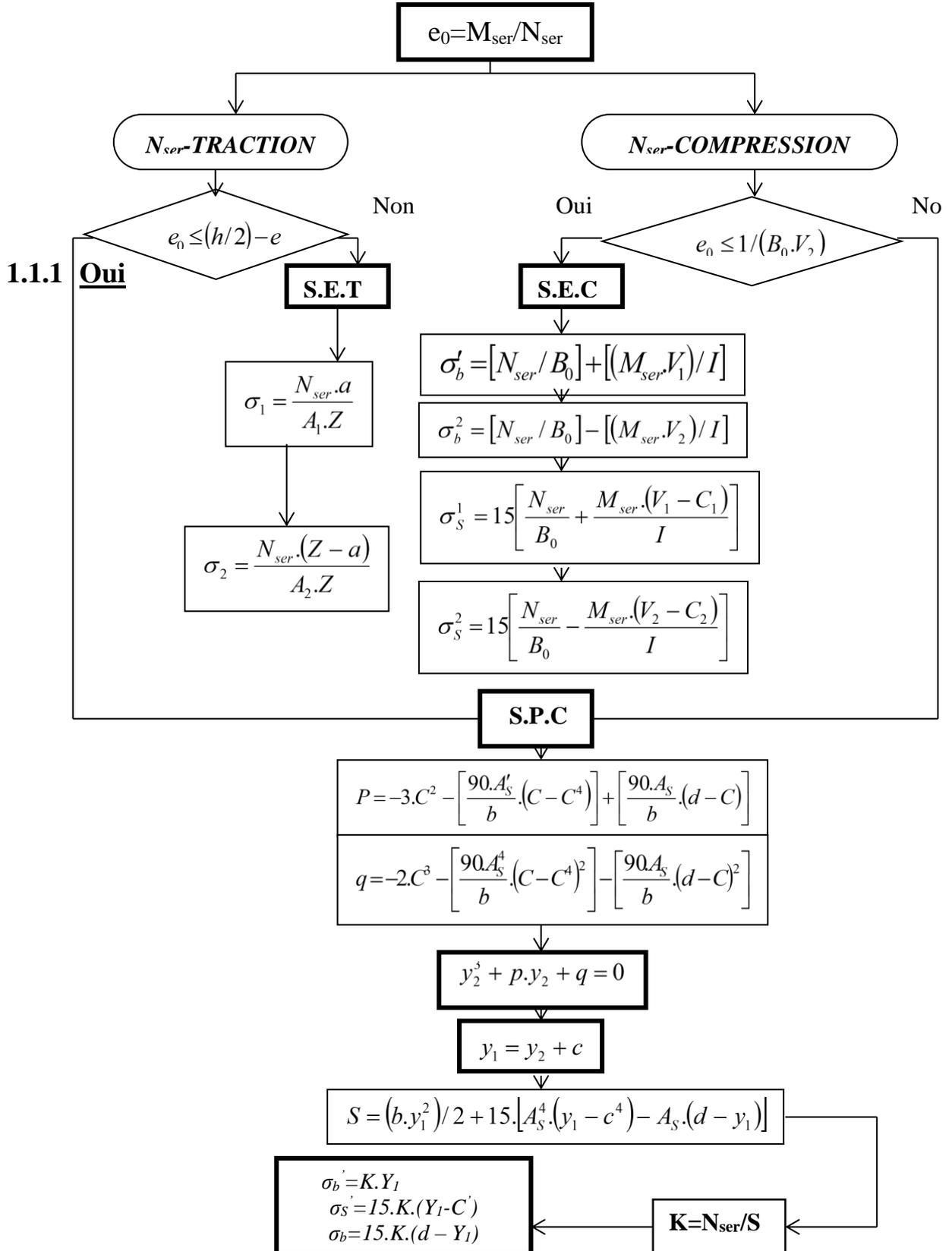
# ORGANIGRAMME -III-

## CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'ELU EN FLEXION COMPOSEE



# ORGANIGRAMME-IV-

## FLEXION COMPOSEE A L'ELS





## Références

- Abou Chakra, F. 2016. Renforcement des poteaux en béton armé au moyen de polymère renforcé par fibre de carbone : comparaison des codes. Matériaux composites et construction. ffdumas-01664765.
- Kostic, S.M., Filippou, F.C. 2012. Section Discretization of Fiber Beam-Column Elements for Cyclic Inelastic Response. *Journal of Structural Engineering*. 138(5):592-601
- Note de cours Dr. GHOMARI Fouad. Université Aboubekr Belkaid, Telemcen.
- Note de cours Pr KENAI Said. Université Blida 1.
- Note de cours. Pathologie, diagnostic, réparation et protection. Université de Médéa.
- Nedjourn, H. M ; Rais, M. B. 2022. Etude de renforcement d'un bâtiment en béton armé en R+4 endommagé suite au séisme de Boumerdès de 2003. Ecole Militaire Polytechnique (Ex. ENITA) , Bordj El Bahri, Alger, Algérie.
- Guide des constructions parasismiques. 2013. Groupe de travail AFPSCSTB. Mars 2013.
- CTC: Contrôle Technique de la Construction. 1981. Rapport Général sur le séisme d'El Asnam du 10 Octobre, 1980, Algérie.
- Bertero, V., Shah, H. El-Asnam. 1983. Algeria Earthquake of October 10, 1980. A Reconnaissance and Engineering Report, Report EERI, (January 1983).
- Farsi, M.N, Belazougui, M. 1992. The Mont Chenoua (Algeria) Earthquake of October 29<sup>th</sup> 1989; Damage assesment and Distribution. Proceedings of the 10<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Madrid, Spain.
- CGS: Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique. 2003. Etude statistique sur les constructions endommagées suite au séisme de Boumerdès du 21 Mai 2003, Algérie.
- Boukri, M. 2014. Vulnérabilité sismique du bâti Algérien : Développement d'un outil d'aide à la décision. Thèse de Doctorat, Université Blida1, Algérie.
- Grünthal, G., Levret, A. 2001. European Macroseismic Scale 1998. *Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie*, 19, 103 pp., Luxembourg.
- D'Ayala, D., Meslem, A., Vamvatsikos, D., Porter, K., Rossetto, T. 2015. GEM Guidelines for Analytical Vulnerability Assessment of Low/Mid-Rise Buildings. *Vulnerability Global Component Project*. DOI 10.13117/GEM.VULN-MOD.TR2014.12
- Boukri, M., Farsi, M.N., Mébarki, A. 2022. Rapid earthquake loss estimation model for Algerian urban heritage: case of blida city. *International Journal of Architectural Heritage*. <https://doi.org/10.1080/15583058.2021.1958394>
- CGS: Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique. 2003b. Catalogue des méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages, Algérie.
- Note de cours Pr. BOUKRI Mehdi. 2021. Matériaux de Construction. Ecole Militaire Polytechnique (Ex. ENITA), Bordj El Bahri, Alger, Algérie.
- Nguyen, N. T. 2014. Évaluation non destructive des structures en béton armé : étude

de la variabilité spatiale et de la combinaison des techniques. Université de Bordeaux, France. ffNNT : 2014BORD0115ff. fftel-01194787

- Tarek, K. 2011. Réparation et renforcement des structures en béton armé a ossatures poteaux-poutres avec référence particulière à l'utilisation des composites en polymères renforcés par la fibre de carbone ou de verre. Mémoire de Magister. USTHB, Algérie.
- Japan International Cooperation Agency (JICA) et le Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS). (2006). Etude de Microzonage Sismique de la Wilaya d'Alger. Raport final, Décembre 2006, Algérie.
- Boukri M, Bouriche F, Taleb R, Rezkallah H, Ramas A and Kehila F (2013) Experimental determination of the dynamic characteristics of a strengthened masonry building using H/V and forced vibrations measurements. In: Proceedings of the International Congress on Materials & Structural Stability, Rabat, Morocco, 27-30 November 2013.
- Petraskovic, Z., Petraskovic-Dzuklevski, J. (2012). System DC90 - Three-axial steel hysteresis-sliding. Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, September 24-28, 2012.
- CGS: Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique. 2009. "Etude de microzonage sismique des sites urbains de la wilaya de Boumerdès", Rapport, Algérie.
- Bourenane, H. 2010. "Utilisation de l'analyse statistique dans l'interprétation des paramètres géotechniques; Application à l'étude de microzonage sismique de la région de Boumerdès". Mémoire de Magister, Université des Sciences et Technologies Houari Boumediène, USTHB, Algérie.
- Farsi M.N., Bourenane, H., Ait-Benamar, D., Boukri, M., Saadi., S, Benzineh, S. 2013. Analyse des effets de site et des dommages dans deux communes de la région de Boumerdès : Boumerdès et Zemmouri. Projet National de Recherche (5/4311/3282), Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, CGS, Algérie.
- Svetlana M. Kostic<sup>1</sup> and Filip C. Filippou, M . 2012. Section Discretization of Fiber Beam-Column Elements for Cyclic Inelastic Response, ASCE<sup>2</sup>, JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING © ASCE / MAY 2012 / 601.
- Morsli N, Belabbaci A .2019. Apport de l'approche global et neuronal à l'amélioration de l'analyse non linéaire des structures. Mémoire de Master, Université Abou-Bekr-Belkaid-Tlemcen
- Bali A, Serdouk, W. 2022. Influence du système de contreventement sur les performances des structures en zone sismique. Mémoire de fin d'études d'ingénieur, Ecole Militaire Polytechnique (Ex. ENITA), Alger.
- Ceresa P, Petrini L, Pinho R. 2007. Flexure-Shear Fiber Beam-Column Elements for Modeling Frame Structures Under Seismic Loading — State of the Art. Journal of Earthquake Engineering, 11, 46–88.

- Krawinkler H. and Seneviratna K. 1998. Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation, *Engineering Structures*, Vol.20: 452-464.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., Park, R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 114(8): 1804-1826
- Park R, Paulay T. 1975. *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & sons. DOI:10.1002/9780470172834
- Chopra A. K. and Goel R. K, A. 2002. Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.31: 561 – 582.
- BSSC, 1997, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, 1997 Edition, Part 1 : Provisions and Part 2 : Commentary, prepared by the Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency (Report Nos. (FEMA 302 and 303), Washington, D.C.
- Moghaddam H. and Hajirasouliha I. 2006. An Investigation on the Accuracy of Pushover Analysis for Estimating the Seismic Deformation of Braced Steel Frames, *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 62: 343–351.
- Corley, G.W. 1966. *ASCE J. Struct. Div.* 92, 121.
- Mattock, A.H. 1967. *ASCE J. Struct. Div.* 93, 519.
- Priestley, M.J.N, Park, R. 1987. *ACI Struct. J.* 84, 61.
- Panagiotakos, T.B., Fardis, M.N. 2001. *ACI Struct. J.* 98,135 (2001).
- FEMA 356. 2000. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- FEMA 440. 2005. *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*, Federal Emergency Management Agency, Washington DC, Redwood City, vol. 7, no. 9, p. 11, 2005.
- HAZUS MH-5. 2004. *Earthquake Loss Estimation Methodology. Technical and user's Manual*, Federal Emergency Management Agency, FEMA, Washington, DC, United States.
- Applied Technology Council, ATC-40. 1996. *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, V. 1*, (1996), Redwood City, California, USA.
- Kircher, Charles A., Aladdin A. Nassar, Onder Kustu and William T. Holmes. 1997. *Development of Building Damage Functions for Earthquake Loss Estimation. Earthquake Spectra*, 13(4), (Oakland, California: Earthquake Engineering Research Institute).
- Leslie, R. 2013. *The Pushover Analysis, explained in its Simplicity. Proceedings of 2<sup>nd</sup> National Conference – RACE'13 at SAINTGITS College of Engineering, Kottayam*
- Inel M. and Ozmen HB. 2006. Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. *Engineering Structures* 28: 1494–1502
- Bsaiibes K. 2010. *Structures sur amortisseurs parasismiques*.
- Marsico M.R. 2009. *Seismic isolation and energy dissipation: theoretical basis and*

Applications. universitat iglistudi di Napoli FedericoII

- Cundumi Sánchez O. 2005. A variable damping semi active device for control of the seismic response of buildings. University of puerto rico mayagüez campus.
- Aiken I.D., Whittaker A. S., Kelly J.M. 1993. Testing of Passive Energy Dissipation Systems. *Earthquake Spectra*, vol. 9, no. 3, Earthquake Engineering Research Institute California.
- Aiken I. 2006. Energy Dissipation Devices, 8 NCEE Tutorial on State of the Art Technologies.
- Julio Cesar Maldonado-Mercado. Passive and Active Control of Structures. May 1995.
- Christian Meinhardt. Increase of a high rise buildings damping behavior by applying large scale tuned mass dampers.2008
- Freeman, S.A., “Review of the Development of the Capacity Spectrum Method”, *Journal of Earthquake Technology*, Vol. 41, No. 1, Paper No. 438, (March 2004), 1-13.
- Freeman, S.A., Nicoletti, J.P. and Tyrell, J.V., “Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk - A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington”, *Proceedings of U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, (1975), Berkeley, U.S.A, 113-122.
- Mahaney, James A., Terrence F. Paret, Bryan E. Kehoe, and Sigmund A. Freeman., “The Capacity Spectrum Method for Evaluating Structural Response during the Loma Prieta Earthquake”. *Proceedings of the 1993 United States National Earthquake Conference*, V. 2, (1993), Memphis, Tennessee, USA, 501-510.
- Chiroiu, L., “Modélisation de dommages consécutifs aux séismes. extension a d’autres risques naturels”, Thèse de Doctorat en Géographie, (2004), Université Paris 7 – Denis Diderot, France.
- Fajfar, P., “Capacity Spectrum Methods Based on Inelastic Demand Spectra”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, V.28, (1999), 979–993.
- Chopra, A. K. and Goël, R.K., “Capacity Demand Diagram Methods Based on Inelastic Design Spectrum”, *Earthquake Spectra*, V.15, n° 4, (1999), 637-656.
- Applied Technology Council, ATC-40., “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, V. 1, (1996), Redwood City, California, USA.
- Federal Emergency Management Agency, FEMA, “HAZUS99: Earthquake Loss Estimation Methodology”, Technical Manual, (2002), Washington, DC, United States.
- Boukri, M., Farsi, M.N, Mébarki, A., Belazougui, M., “Development of an integrated approach for Algerian building seismic damage assessment”. *Structural Engineering and Mechanics*, V.47, n° 4, (2013), 471-493.
- Boukri, M., Farsi M.N., Mébarki, A., Belazougui, M., Amellal, O., Mezazigh, B., Guessoum, N., Bourenane, H. and Benhamouche, A., “Seismic risk and damage prediction: case of the buildings in Constantine city (Algeria)”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Springer, DOI 10.1007/s10518-014-9594-0.
- Newmark, N. M., and W. J. Hall., “Earthquake Spectra and Design”, EERI Monograph Series, (1982), Earthquake Engineering Research Institute ~ Oakland, California, USA.
- Milutinovic, Z. V. and Trendafiloski, G. S. 2004. RISK-UE: An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns, WP4 :

Vulnerability of current buildings. (2003).

- Federal Emergency Management Agency, FEMA, HAZUS MH-5. 2004. Earthquake Loss Estimation Methodology, Technical and user's Manual, Washington, DC, United States