

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE « M'HAMED BOUGARA »

BOUMERDES



FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

MEMOIRE DE FIN DE CYCLE

En vue de l'obtention du diplôme de Master II en Génie Civil
Option : STRUCTURE

Thème :

*Diagnostic de deux bâtiments existants sis à Boumerdès
et analyse de leurs performances par la méthode push-over*

Réalisé par :

❖ LABII FOUAD

❖ CHERIK WAFAA

Suivi par :

M^{me} BEDAOUI .S

Promotion : 2018/2019



Remerciements

Nous remercions ELLAH qui nous a donné la force et la patience pour terminer ce travail.

Nous exprimons nos sincères remerciements :

A nos parents pour leur contribution pour chaque travail que nous avons effectué.

A l'ensemble des enseignants du département de Génie Civil et spécialement ceux de la classe structure .

Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur de jurer ce mémoire.



Dédicace

C'est avec grande joie que je dédie ce modeste travail à :

Ma mère : affable, honorable, aimable tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager.

Je te dédie ce travail en témoignage de mon profond amour. Puisse dieu, le tout puissant, te préserve et t'accorde santé, longue vie et bonheur.

Mon père : aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour toi, rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être .

Ma grand-mère et mon grand-père : ils m'ont chéri et pour lesquels je prierais dieu pour les protéger je vous souhaite une longue vie.

Mon cher frère Zineddine et mes chères sœurs : en témoignage de l'attachement, de l'amour et de l'affection que je porte pour vous

Mes tantes et Oncles : A tous les membres de ma familles (CHERIK ET MERABET) Surtout ma tante « Houria Merabet » et mon oncle « Houcine Merabet » et Naziha je prierai dieu pour t'accorder une place au paradis.

Mes voisins et Voisines : spécialement pour mon oncle Lounes, mon onle Ameur , ma tante Meriem et ma tante Amel .Je vous dédie ce travail et je vous remercie pour tout votre soutien et amour .

Mes professeurs : un remerciement particulier et sincère a Mme Bedaoui pour tous vos efforts fournis, vous avez toujours été présente.

Pour Mme Kechouane , Mme Gaher , Mme djallali , Mme Bouziane , Mme Bessout et Monsieur Labdaoui ,

Que ce travail soit un témoignage de ma gratitude et mon profond respect.

Mes chers amies et chers collègues : En témoignage de l'amitié qui nous uni et des souvenirs de tous les moments que nous avons passé ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de sante et de bonheur spécialement pour ma meilleure «Maroua Bouafia » et mon binome « fouad labii »

Et a tous ceux qui m'aiment , vous avez contribués a la réalisation de ce travail.

C.Wafaa

ملخص

يهدف هذا الموضوع إلى تشخيص الأعمال الحالية وتحليل أدائها من خلال طريقة الدفع. للقيام بهذه المهمة تنقسم إلى ثلاث مراحل. أولاً، إنها مسألة إنشاء إجراء تشخيصي أولي من الفحص البصري في الموقع. تتمثل المرحلة الثانية في إنشاء تشخيص هيكلي أكثر تفصيلاً من أجل تحليل مدى امتثالها للوائح المعمول بها. تعتمد المرحلة الثالثة على تحليل أدائها وكذلك قدرتها الاستيعابية من خلال طريقة الدفع. تتيح هذه الخطوة الأخيرة وسيلة فعالة للكشف عن قصور سلوكهم تجاه العمل الزلزالي الذي يسمح لنا باتخاذ الإجراءات اللازمة لتعزيزها. الهياكل التي تمت دراستها في هذه الدراسة هي بنية خرسانتان قائمتان مع دعامات مختلطة. أنها متطابقة معمارياً ولكن لديها ترتيبات مختلفة من عناصر الأشرطة. كما هو معروف أن من بين أهم المعلومات للتصميم الزلزالي الجيد هو ترتيب الأشرطة في الهياكل المختلطة، ونتطرق أيضاً، إلى تحليل تأثير تحسين موقعهم على استئناف العمل الزلزالي.

Résumé

Ce sujet a pour objectif le diagnostic des ouvrages existants et l'analyse de leurs performances par le biais de la méthode push-over. Pour y faire le travail est scindé en trois phases. En premier lieu, il s'agit d'établir une procédure de diagnostic préliminaire à partir de l'inspection visuelle sur site. La seconde phase consiste à établir un diagnostic structural plus approfondi afin d'analyser leur conformité avec les règlements en vigueur. La troisième phase s'articule autour de l'analyse de leurs performances ainsi que leur capacité portante par la méthode push-over. Cette dernière étape permet d'une façon efficace de déceler l'insuffisance de leur comportement vis-à-vis de l'action sismique ce qui nous permet de prendre les modalités nécessaires quant à leur renforcement. Les ouvrages faisant l'objet de cette étude sont deux bâtiments existants en béton armé à contreventement mixte. Ils sont identiques sur le plan architectural mais possédant des dispositions différentes des éléments de contreventement. Comme il est connu que parmi les paramètres les plus importants pour une bonne conception parasismique c'est la disposition des voiles dans les structures mixtes, nous procédons, aussi, à l'analyse de l'effet de l'optimisation de leur emplacement pour la reprise de l'action sismique.

Abstract

The objective of this subject is to diagnose existing structures and analyse their performance using the push-over method. To do this, the work is divided into three phases. First, a preliminary diagnostic procedure is established based on the visual inspection on site. The second phase consists in establishing amore in-depth structural diagnosis in order to analyse their compliance with the regulations in force. The third phase is based on the analysis of their performance and carrying capacity using the push-over method. This last step allows us to effectively detect the inadequacy of their behaviour with regard to seismic action, which allows us to take the necessary steps to reinforce them. The structures under study are two existing reinforced concrete buildings with mixed bracing. They are architecturally identical but have different arrangements from the bracing elements. As it is known that one of the most important parameters for a good seismic design is the arrangement of thesails in mixed structures, we also proceed to the analysis of the effect of optimizing their location for the resumption of seismic action.

Sommaire

Introduction général

Chapitre 1 : Procédure de diagnostic des ouvrages existants

1.1. Introduction	1
1.2. Définition.....	1
1.3. Intérêt du diagnostic du bâti existant	1
1.4. Les étapes d'un diagnostic structurel des ouvrages.....	2
1.4.1. Inspection de site	2
1.4.2. Essai in situ (non destructif).....	2
1.4.3. Prélèvement sur site.....	3
1.4.4. Analyse en laboratoire.....	3
1.4.5. Synthèse et recommandation.....	3
1.4.6. Suivi de chantier dans le temps	3

Conclusion

Chapitre 2 : Principes de conception parasismique

2.1. Introduction	4
2.2. Concepts généraux.....	4
2.2.1. Concept général de stabilité des bâtiments sous action sismique.....	4
2.3. Principes de conception parasismique des bâtiments.....	5
2.3.1. Principe 1 – Simplicité	5
2.3.2. Principe 2 – Continuité.....	5
2.3.3. Principe 3 - Régularité en plan	5
2.3. 4. Principe 4 - Régularité en élévation	6
2.3.5 .Principe 5 - Raideur et résistance à la torsion	7
2.3.6 .Principe 6. Diaphragmes efficaces	7
2.3.7. Principe 7 — Des éléments structuraux verticaux surdimensionnés.....	7
2.3.8 Principe 8. Créer les conditions d'un mécanisme plastique global	8
2.3.9. Principe 9. Partition en sous structures.....	8
2.3.10. Principe 10. Fixation des éléments non structurels	9

Sommaire

2.4 .Objectif global du projet d'ossature parasismique	9
--	---

Conclusion

Chapitre 3 : Présentation de projet

3.1. Introduction	11
3.2. Historique des bâtiments à diagnostiqués.....	11
3.3. Description de l'ouvrage	11
3.3.1. Description du bâtiment	11
3.3.2. Données géotechniques du site.....	12
3.3.3. Caractéristiques géométriques.....	12
3.4. Inspection visuelle sur terrain et relevé de certains désordres constatés.....	12
3.5. La vérification de la conformité des plans avec ce qui est réalisé.....	15

Conclusion

Chapitre 4 : vérification de coffrage des éléments structuraux

4.1. Vérification de coffrage des poteaux	17
4.1.1. Définition	17
4.1.2. Étape de calcul	17
4.1.3. Vérification de la section des poteaux	19
4.1.4. Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1)	19
4.1.5. Vérification imposée selon le BAEL	19
4.1.6. Vérification au flambement	21
4.2. Vérification des coffrages des poutres	21
4.3. Vérification de coffrage des voiles	23

Conclusion

Chapitre 5 : Étude sismique

5.1. Introduction	24
5.2 .L'étude dynamique.....	24
5.2.1. Objectif de l'étude dynamique	24

Sommaire

5.2.2. Modélisation mathématique	24
5.2.3. Modélisation de la structure étudiée	24
5.2.4. Modélisation et Présentation de logiciel ETABS 2009	24
5.2.5. Les étapes de modélisation	25
5.2.6. Modélisation des éléments structuraux	25
5.2.7. Modélisation de la masse	25
5.3. Caractéristiques géométriques de la structure	26
5.3.1 Centre de masse.....	26
5.3.2. Centre de rigidité	27
5.3.3. Calcul de l'excentricité	27
5.4. Nombre de modes à considérer	29
5.5. Justification du système de contreventement	31
5.6. Schémas des trois premiers modes de vibration	32
5.7. Étude sismique	33
5.7.1. Introduction	33
5.7.2. Choix de la méthode de calcul	33
5.7.3. Conditions d'application de la méthode statique équivalente	34
5.8. Méthode d'analyse modale spectrale	34
5.8.1. Introduction	34
5.8.2. Hypothèses de calcul	34
5.8.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique	35
5.9. Méthode statique équivalente	35
5.9.1. Principe	35
5.9.2. Calcul de la force sismique totale (RPA99vr 2003 Article 4.3.6)	36
5.9.3 .Estimation de la période fondamentale de la structure	39
5.9.4. Application numérique de la méthode statique équivalente	40
5.9.5. Les paramètre	41
5.10. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	43

Sommaire

5.11. Combinaisons des réponses modales : (RPA99 vr2003 Article 4.3.5).....	44
5.12. Vérification vis-à-vis des déplacements inter étage	45
5.13. Vérification de l'effort normal réduit	48
5.14. Vérification vis-à-vis de l'effet (P- Δ)	49
5.15. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : (RPA99vr 2003 Article 4.2.5).....	52
5.16. Vérification de la stabilité au renversement	55
5.17. Justification de la largeur du joint sismique	56
5.18. Optimisation de la disposition des éléments de contreventement	57
5.18.1. Schémas des trois premiers modes de vibration	58
Conclusion	

Chapitre 06 : calcul et vérification des éléments structuraux

6.1. Introduction	60
6.2. Ferrailage des Poteaux	60
6.2.1 Les combinaisons d'action	61
6.2.2. Calcul les armatures longitudinales	62
6.2.3. Exemple calcul	63
6.2.4. Calcul d'armature transversale	68
6.2.5. Exemple de calcul.....	69
6.2.6. Vérification de ferrailage transversal	70
6.2.7. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art 7-4-3-1).....	70
6.2.8. Vérification de la contrainte de cisaillement (RPA99vr 2003 Art 7.4.3.2)	70

Sommaire

6.3. Ferrailage des poutres	73
6.3.1. Recommandation du RPA 99 vr2003 (Art : 7. 5. 2).....	73
6.3.2. Exemple de calcul	74
6.3.3. Ferrailage des poutres principales	77
6.3.4. Ferrailage des poutres secondaires	79
6.3.5Vérification	81
6.4. Les voiles.....	89
6.4.1. Introduction	89
6.4.2. Exposé de la méthode	90
6.4.3. Exemple de calcul	94
6.4.4. Vérification	96
Conclusion.	

Chapitre 07 : vérification de l'infrastructure

7.1. Introduction	100
7.2. Étude de sol	100
7.3. Facteurs de Choix du type de fondation	100
7.4. Vérification des Semelles Filantes	101
7.4.1. Combinaisons de calcul.....	101
7.4.2. Vérification de la surface de la semelle filante	101
Conclusion.	

Chapitre 08 : Analyse de la performance des trois structures par la méthode push-over

8.1. Introduction	103
8.2 Principe de la méthode push over.....	103
8.3. La ductilité	104
8.4 But de l'analyse push over	105
8.5 Modélisation de la structure	106

Sommaire

8.6 Exécution de L'analyse push over par sap 2000	107
8.7 Présentation des résultats	113
8.7.1 Analyse des résultats	113
Conclusion général.	

Listes des figures

Chapitre 2 : Principes de conception parasismique

Figure 2.1. Schéma général de fonctionnement en « boîte » pour la reprise des actions Horizontales du séisme ou du vent	4
Figure 2.2 . Formes favorables : plans simples à 2 axes de symétrie (AFPS, 2002.....	5
Figure 2.3. Régularité en élévation.....	6
Figure 2.4. Une grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier Important dans le plan horizontal	7
Figure 2.5. Apparition de mécanisme de ruine ‘poutres faibles — poteaux forts	8
Figure 2.6. Vue en plan	9

Chapitre.3.Présentation de projet

Figure 3.1. Terrain en pente.....	13
Figure 3.2. Mur de soutènement en béton armé	13
Figure 3.3. Séparation du mur de soutènement du bâtiment	13
Figure 3.4. Dégradation du béton	13
Figure 3.5. Ségrégation du béton	14
Figure 3.6. Insuffisance d’encrage et la mauvaise disposition des cadres transversaux	14
Figure 3.7. Corrosion des aciers	14
Figure 3.8. Absence de cadres transversaux et absence d’ancrage au niveau de la base	14
Figure 3.9. Mauvaise jonction poteau-poutre	15
Figure 3.10. Le mauvais coffrage de poteau	15
Figure 3.12. La disposition des voiles pour le bâtiment B	16
Figure 3.11. La disposition des voiles pour le bâtiment.....	16

Listes des figures

Chapitre 4 : Vérification de coffrage des éléments structuraux

Figure 4.1. Schématisation de poutre.....	21
Figure 4.2. Coupe de voile en élévation	23

Chapitre .5. Étude sismique

Figure 5.1. Vue en trois dimensions de la structure A	26
Figure 5.2. Vue en trois dimensions de la structure B.....	26
Figure 5.3. Présentation du spectre de réponse	38
Figure 5.4. vue en plan de la structure proposée	57

Chapitre 6.Calcul et vérification de l'élément principal

Figure 6.1. Flexion composée.....	60
Figure.6.2. Zone nodale.....	62
Figure.6.3. La disposition des voiles pour le bâtiment A	89
Figure.6.4. La disposition des voiles pour le bâtiment B	90
Figure.6.5. Diagrammes des contraintes pour section entièrement comprimée	91
Figure.6.6. Diagramme des contraintes pour section partiellement comprimée	91
Figure6.7. Diagrammes des contraintes pour section entièrement tendue	92
Figure.6.8. les armatures verticales dans le voile	92
Figure6.9. Diagrammes des contraintes	95

Chapitre 07 : Vérification de l'infrastructure

Figure.7.3. Semelle filante.....	101
---	-----

Listes des figures

Chapitre 08 : Analyse de la performance des trois structures par la méthode push over

Figure 8.1. : Niveaux d'endommagement d'écrit par une courbe de capacité	104
Figure 8.2. Notion de ductilité. Idéalisation de la courbe force- déplacement.....	104
Figure.8.3. Modelisation des structures.....	106
Figure 8.4. Courbe de capacité des structures dans le sense X-X	114
Figure 8.5. Courbe de capacité des structures dans le sense Y-Y	115

Listes des tableaux

Chapitre 4 : vérification de coffrage des éléments structuraux

Tableau 4.1. Les charges pour chaque étage du poteau le plus sollicité	18
Tableau 4.2. Vérification des sections selon RPA 99	19
Tableau 4.3. Vérification de section de poteau central	20

Chapitre 5 : Étude sismique

Tableau 5.1. Centre de masse et Centre de torsion de chaque étage pour le bâtiment A	28
Tableau 5.2. Centre de masse et Centre de torsion de chaque étage pour le bâtiment B	28
Tableau 5.3. Période, mode et facteur de participation massique « Bâtiment A »	30
Tableau 5.4. Période, mode et facteur de participation massique « Bâtiment B »	30
Tableau 5.5. Coefficient d'accélération de zone A	36
Tableau 5.6. Valeurs de ξ (%)	37
Tableau 5.7. Valeurs des pénalités P_q	38
Tableau 5.8. Valeurs du coefficient de pondération β	39
Tableau 5.9. la valeur de Q déterminée	42
Tableau 5.10. Déplacement inter étage dans le sens X-X pour le bâtiment A	45
Tableau 5.11. Déplacement inter étage dans le sens Y-Y pour le bâtiment A	46
Tableau 5.12. Déplacement inter étage dans le sens X-X pour le bâtiment B	46
Tableau 5.13. Déplacement inter étage dans le sens Y-Y pour le bâtiment B	47
Tableau 5.14. Vérification de l'effort normal réduit pour le bâtiment A	48
Tableau 5.15. Vérification de l'effort normal réduit pour le bâtiment B	48
Tableau 5.16. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X pour le bâtiment A	50
Tableau 5.17. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y pour le bâtiment	50
Tableau 5.18. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X pour le bâtiment B	51

Listes des tableaux

Tableau 5.19.Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y pour le bâtiment B 51

Tableau 5.20.Effort tranchant et moment de renversement « bâtiment A »selon
le sens X-X 53

Tableau 5.21.Effort tranchant et moment de renversement « bâtiment A »selon
le sens Y-Y 53

Tableau. 5.22. Effort tranchant et moment de renversement « bâtiment B »selon
le sens X-X 54

Tableau 5.23.Effort tranchant et moment de renversement « bâtiment B » selon
le sens Y-Y 54

Chapitre 6 : Calcul et vérification des éléments principaux

Tableau .6.1.La section des armatures selon RPA99vr 2003.BAEL et CBA93 63

Tableau .6.2 La section des armatures selon 63

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-1 Calcul de
ferraillage (N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$)..... 65

Tableau .6.2calcul de ferraillage (N_{\min} , M_{corres}) 65

Tableau 6-3calcul de ferraillage (M_{\max} , $N_{\text{correspond}}$) 66

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..6 Calcul de
ferraillage(N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$)..... 66

Tableau 6.7.calcul de ferraillage(N_{\min} , $M_{\text{correspand}}$)..... 67

Tableau .6.8.calcul de ferraillage(M_{\max} , $N_{\text{correspond}}$) 67

Tableau .6.9. Choix des armatures longitudinal..... 67

Tableau .6.10.verification de Ferraillage transversal pour les poteaux..... 70

Tableau .6.11.verification de Ferraillage transversal pour les poteaux..... 71

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..12.Vérification
de l'effort normal ultime 72

Tableau 6.13.Vérification des contraintes..... 73

Tableau 6.14. Ferraillage des poutres principales de longueur $L = 5.4 \text{ m}$
(batiment A) 77

Listes des tableaux

Tableau 6.15. Ferrailage des poutres principales de longueur $L = 5.4$ m.

(bâtiment B) 78

Tableau 6.16. Ferrailage des poutres secondaires de longueur $L = 3.6$ m

(bâtiment A) 79

Tableau .6.17. Ferrailage des poutres secondaires de longueur $L = 3.6$ m(bâtiment B)

..... 80

Tableau 6.18.espacement des armatures transversales..... 81

Tableau .6.19.Vérification du cisaillement du béton pour bâtiment A 82

Tableau .6.20.Vérification du cisaillement du béton pour bâtiment B 82

Tableau .6.21.Vérification des poutres principales à l'ELS..... 85

Tableau .6.42.Vérification des poutres secondaire à l'ELS. 86

Tableau .6.23.Vérification des poutres principales à l'ELS..... 87

Tableau .6.24.Vérification des poutres secondaire à l'ELS 88

Tableau .6.25. Vérification de l'espacement 96

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document..**26.** Sollicitations et contraintes pour le bâtiment A. 97

Tableau .6.27. Sollicitations et contraintes pour le bâtiment B 98

Tableau .6.28 Vérification de ferrailage pour le bâtiment A 98

Tableau .6.29Vérification de ferrailage pour le bâtiment B..... 98

Chapitre 08 : Analyse de la performance des trois structures par la méthode push over

Tableau 8.1.Calcul de la ductilité dans le sens X-X 116

Tableau 8.2. Calcul de la ductilité dans le sens Y-Y 116

Introduction général

Notre projet de fin d'étude s'inscrit dans le cadre du diagnostic de deux bâtiments existants afin d'analyser leur conformité structurelle avec la réglementation en vigueur. Aussi, comme les deux bâtiments sont conçus d'une façon identique sur le plan architectural mais avec une disposition différentes des éléments de contreventement, nous avons exploité cette différence pour analyser l'effet de la bonne disposition des éléments de contreventement sur le comportement des structures vis-à-vis de l'action sismique et vis-à-vis du coût de réalisation des ouvrages. Pour cela une étude comparative est effectuée sur trois variantes de dispositions des éléments de contreventement. À savoir, les deux dispositions existantes ainsi qu'une nouvelle variante visant l'optimisation de la disposition des éléments de contreventement. Ainsi, pour mener à terme notre projet de fin d'étude, le travail a été structuré de la manière suivante :

- 1) Visite et inspection sur terrain
- 2) Consultation des plans et analyse de leur conformité avec l'existant
- 3) Vérification des dimensions
- 4) Étude structurelle plus approfondie
- 5) Analyse de la capacité portante des bâtiments existants par la méthode push over
- 6) Étude comparative de la disposition des éléments de contreventement.

En conséquence, notre mémoire de fin d'étude est constitué de huit (8) chapitres qui sont :

Chapitre 1 : Procédure de diagnostic des ouvrages existants

Chapitre 2 : Principes de conception parasismique

Chapitre 3 : Présentation du projet

Chapitre 4 : Vérification de coffrage des éléments structuraux

Chapitre 5 : Etude dynamique

Chapitre 6 : Calcul et vérification du ferrailage des éléments principaux

Chapitre 7 : Vérification de l'infrastructure

Chapitre 8 : Analyse de la performance des trois structures par la méthode push over

Et nous concluons notre travail par une conclusion générale.

Chapitre 1 :

Procédure de diagnostic des ouvrages existants

1.1. Introduction

Au cours de leur vie, les ouvrages sont soumis au vieillissement, aux évolutions réglementaires et normatives, aux sinistres, aux catastrophes naturelles..., etc. Quand les conditions qui favorisent le risque d'inexploitation de l'ouvrage s'imposent, une équipe vient sur site et procède aux investigations qui permettent de qualifier son état.

Pour avoir une idée sur l'état de conservation d'un ouvrage ou dans le cadre d'une réhabilitation, un diagnostic peut être réalisé pour apporter tous les éléments permettant la prise de décision.

Un diagnostic du bâti existant peut être réalisé également suite à l'apparition d'un désordre, il permettra dans ce cas de déterminer l'origine des désordres et préconiser les travaux de réparation ainsi que de les pré-chiffrer.

1.2. Définition

Le terme de diagnostic qualifie la démarche de l'expert pour rechercher, décrire, analyser, interpréter une pathologie apparente ou suspectée sur un ouvrage et proposer une solution appropriée.

1.3. Intérêt du diagnostic du bâti existant

Le diagnostic d'ouvrages est un élément primordial pour une planification à court, moyen et long terme, mais aussi un auxiliaire efficace de l'entretien des ouvrages.

Le diagnostic a pour objectif l'inventaire et le classement des pathologies ainsi que la recherche des causes probables. Il repose sur l'analyse objective des désordres. Le diagnostic des ouvrages cible plusieurs aspects, à savoir :

- diagnostic du fonctionnement du bâtiment,
- diagnostic du réseau d'assainissement,
- diagnostic des voies de circulation,
- diagnostic de système de protection incendie,
- diagnostic structurel,...etc.

Dans le cadre de notre travail, nous nous intéressons seulement au diagnostic structurel de l'ouvrage qui vise à analyser l'état de la structure du bâtiment et sa conformité avec les règlements de construction en vigueur.

1.4. Les étapes d'un diagnostic structurel des ouvrages

Le diagnostic structurel intègre différentes étapes qui sont mises en œuvre par des ingénieurs et techniciens du génie civil qu'on peut les résumer comme suit.

1.4.1. Inspection de site

L'étape essentielle d'un bon diagnostic est une bonne reconnaissance générale de l'ouvrage par le biais de :

- Cartographie de désordres et d'altérations.
- Reportage photographique.
- Premiers constats et hypothèses pathologiques.
- Inspection visuelle et expertise de l'ouvrage.

Lors d'un diagnostic structurel, l'inspection visuelle permet de relever l'état de santé générale d'un ouvrage existant. En effet, certains ouvrages (notamment ceux de génie civil) nécessitent une surveillance toute particulière de leur état. Le plus souvent du fait des contraintes structurelles qui sont exercées et/ou selon la nature même de leur usage. Elle est basée sur :

- L'étude du dossier de l'ouvrage considéré
- Une recherche des principes constructifs
- Reconnaissance des structures (ferraillage, béton, bois...)
- La localisation des désordres et dégradations

Cette inspection visuelle permet la remise d'un compte-rendu décrivant l'état de santé de l'ouvrage.

1.4.2. Essai in situ (non destructif)

Ces investigations permettent la collecte de précieuses informations à l'échelle de l'édifice. Les résultats d'essais non destructifs sont retranscrits et positionnés sur les plans de la construction pour être exploités par les architectes et les bureaux d'études.

Essais les plus couramment réalisés :

- Auscultations radar pour la recherche d'anomalies, hétérogénéités, vides, fissurations, décollements, pour la détection d'armatures (positionnement et mesure de l'enrobage)
- Vidéo endoscopie dans des fissures, vides .
- Évaluation de la corrosion des armatures .
- Intégrité des bétons par essais ultrasoniques.

1.4.3. Prélèvement sur site

Échantillons destinés aux essais en laboratoire et aux calages des essais in situ. Le choix et le nombre de prélèvement sont déterminés en fonction de la représentativité (Phase 2).

- Carottages diamantés à sec et sous eau (20 à 250 mm de diamètre) ;
- Sciages à sec.

1.4.4. Analyse en laboratoire

Le nombre et le type d'essais sont déterminés en fonction de la problématique.

1.4.5. Synthèse et recommandation

La synthèse des informations recueillies sur site et en laboratoire ainsi que l'interprétation des données mènent à la détermination du diagnostic et aux éventuelles recommandations.

1.4.6. Suivi de chantier dans le temps

Certains diagnostics peuvent nécessiter un suivi temporel des processus de dégradations.

Conclusion

Dans le cas du diagnostic structurel, il est appelé aussi de vérifier la bonne tenue de la structure et sa conformité avec la réglementation en vigueur.

Chapitre 2 :

Principes de conception parasismique

2.1. Introduction

La conception et le choix des détails constructifs de la structure porteuse et des éléments non-porteurs jouent un rôle déterminant dans le comportement des bâtiments et leur vulnérabilité face aux séismes. En effet, aussi poussés soient-ils, les calculs d'ingénieur et le dimensionnement ne sont pas à même de compenser à posteriori les erreurs ou les défauts de conception au plan parasismique. Il est en outre impératif de concevoir les bâtiments selon les règles parasismiques si l'on entend les doter d'une bonne tenue aux tremblements de terre sans occasionner de surcoûts notables.

2.2. Concepts généraux

2.2.1. Concept général de stabilité des bâtiments sous action sismique

La stabilité implique le respect des 3 conditions suivantes:

- **Une résistance adéquate des plans** constituant la structure (contreventements verticaux: murs, triangulations, portiques, diaphragmes horizontaux)
- **Un choix convenable de ces plans**, tel que la géométrie globale de la structure reste inchangée lors des mouvements sismiques
- **Des liaisons adéquates entre ces plans.**

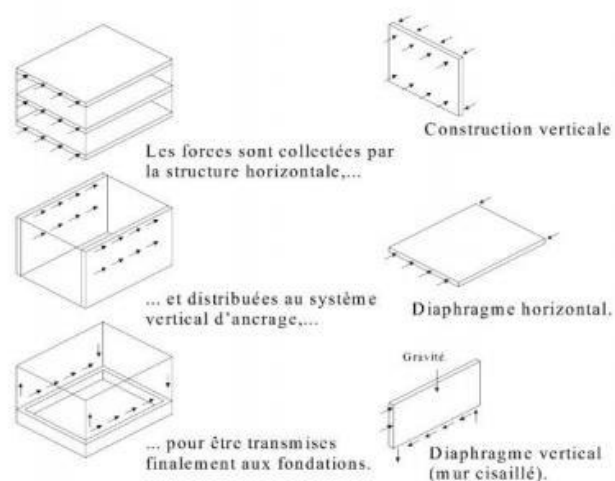


Figure 2.1. Schéma général de fonctionnement en « boîte » pour la reprise des actions horizontales du séisme ou du vent.

2.3. Principes de conception parasismique des bâtiments

2.3.1. Principe 1 – Simplicité

Le comportement d'une structure de forme simple (Figure 2.2) est plus facile à comprendre et à calculer ; le risque d'omettre un phénomène particulier, comme une interaction entre parties de raideur différentes ou un cumul d'effets différents entre ces parties est faible. La simplicité d'ensemble concourt à la simplicité des détails.

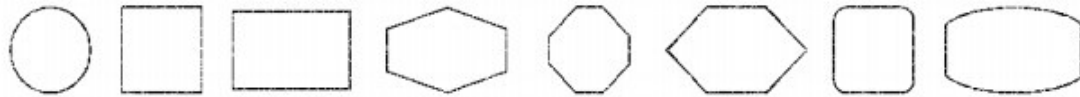


Figure 2.2 . Formes favorables : plans simples à 2 axes de symétrie (AFPS, 2002).

2.3.2. Principe 2 – Continuité

Toute discontinuité dans le dessin d'une structure conduit à une concentration de contraintes et de déformations. Une structure discontinue est toujours mauvaise, car le mécanisme de ruine qu'elle fait intervenir est local. Le principe de continuité a un impact sur le dessin d'ensemble des structures, qui est explicité dans les principes 3 et 4. Le principe de continuité se traduit aussi dans les détails de structure et dans la surveillance de chantier.

2.3.3. Principe 3 - Régularité en plan

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène bidirectionnel. La structure du bâtiment doit être capable de résister à des actions horizontales suivant toutes les directions et les éléments structuraux doivent avoir des caractéristiques de résistance et de rigidité similaires dans les deux directions principales, ce qui se traduit par le choix de formes symétriques. Les **critères de régularité en plan d'après l'RPA99VERSION2003** sont :

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a2. À chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4.

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

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

2.3.4 .Principe 4 - Régularité en élévation

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

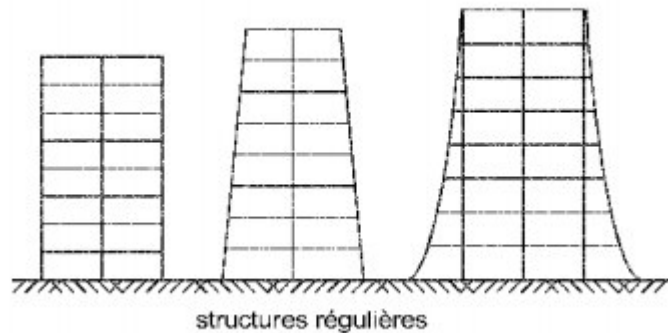
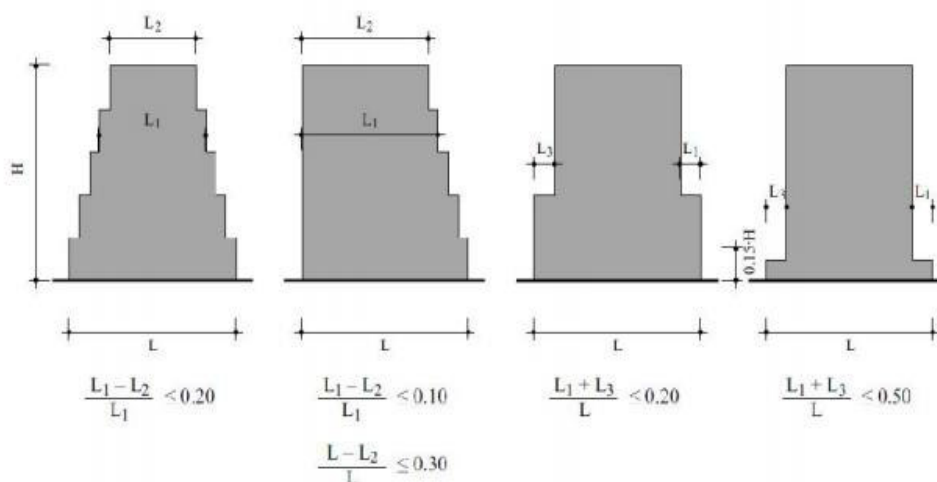


Figure 2.3. Régularité en élévation.



Les critères de régularité en élévation d'après l'RPA99VERSION2003 sont :

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

b2 .Aussi bien la raideur .que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment .

b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

2.3.5. Principe 5 - Raideur et résistance à la torsion

La distribution des contraintes dans un solide soumis à la torsion est telle qu'il faut que les éléments susceptibles de donner de la raideur par rapport à la résistance à la torsion de la structure soient portés le plus possible vers la périphérie du bâtiment pour atteindre leur effet maximal (Figures (2.4)). Une résistance et une rigidité appropriées à la torsion sont nécessaires pour limiter les mouvements du bâtiment et les sollicitations des éléments structuraux dus à la torsion. La disposition constructive, classique en zone non sismique, où un seul noyau central (cage d'escalier et ascenseur) constitue le seul contreventement, offre peu de raideur torsionnelle et peut conduire à des sollicitations élevées au niveau des portiques périphériques.

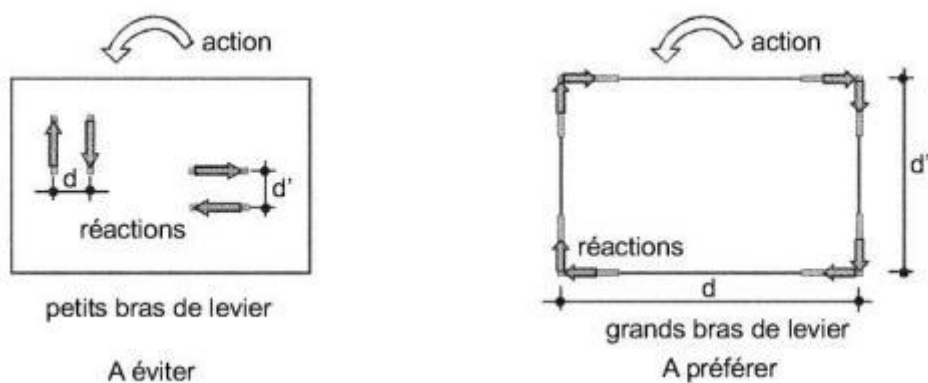


Figure 2.4. Une grande distance entre les éléments parallèles favorise la résistance de la structure à la torsion grâce à un bras de levier important dans le plan horizontal.

2.3.6 Principe 6-Diaphragmes efficaces

Les diaphragmes d'un bâtiment sont les structures horizontales qui reportent l'action horizontale, résultant de la mise en mouvement des masses des planchers et de leurs charges, vers les structures verticales de contreventement. Les diaphragmes doivent être peu déformables dans leur plan, de manière à assurer une distribution efficace de l'action horizontale entre les différentes structures verticales. Idéalement, ils assurent à chaque niveau où ils sont présents une absence de déplacement horizontal relatif entre les structures verticales.

2.3.7 Principe 7 -Des éléments structuraux verticaux surdimensionnés

La ruine des éléments structuraux verticaux d'un bâtiment a un impact nécessairement catastrophique, car elle entraîne la chute d'un étage, qui entraîne à son tour souvent l'effondrement total de la structure.

2.3.8 Principe 8.-Créer les conditions d'un mécanisme plastique global

Exemple 1 : le principe «poteaux forts — poutres faibles» pour la formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux des ossatures en portique.

Dans les bâtiments dont l'ossature primaire est faite de portiques qu'on souhaite faire travailler dans le domaine plastique, il est fondamental pour la sécurité de développer les déformations plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

- c'est une condition nécessaire pour former un mécanisme plastique impliquant la formation de nombreuses rotules plastiques ; au contraire, la formation de zones plastiques dans les poteaux peut se limiter au seul niveau des premières rotules formées.

Les rotules plastiques dans les poteaux entraînent des effets du second ordre plus importants. - l'effet $P - \Delta$ est moins important dans ce cas, Figure 2.5.

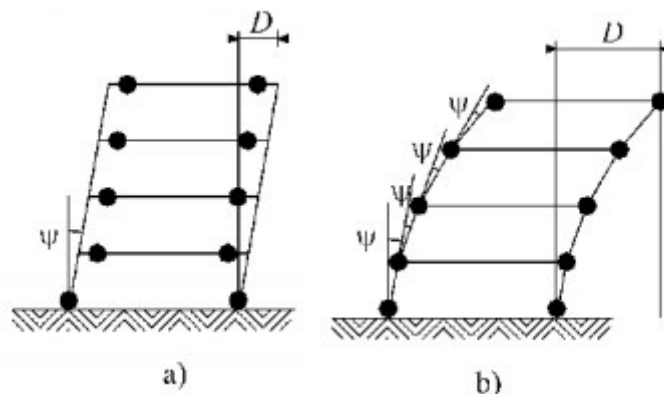


Figure 2.5. Apparition de mécanisme de ruine ‘poutres faibles — poteaux forts’ : (a) mécanisme de ruine dans les poutres, (b) mécanisme de ruine dans les poteaux..

- des planchers et des poutres même fortement endommagées ne s'effondrent pas indépendamment, ils restent suspendus par les armatures ou les parties restantes des assemblages, alors que les dégâts aux poteaux entraînent facilement un effondrement d'ensemble.

2.3.9. Principe 9. Partition en sous structures

Lorsque pour une raison quelconque (usage, esthétique), les principes de régularité en plan et de symétrie ne peuvent être respectés, on peut penser à effectuer une partition du bâtiment en plusieurs «blocs» ou sous structures; celles-ci sont séparées pour leur comportement structural, mais jointives pour leur utilisation. En conséquence, l'introduction de joint sismique s'impose pour des formes simples.

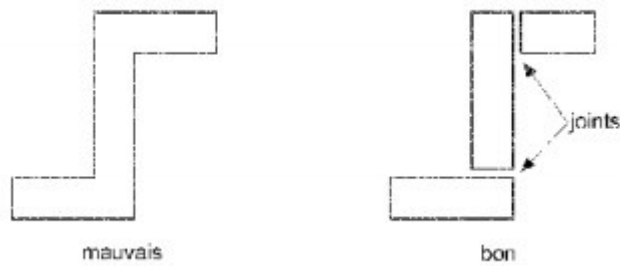
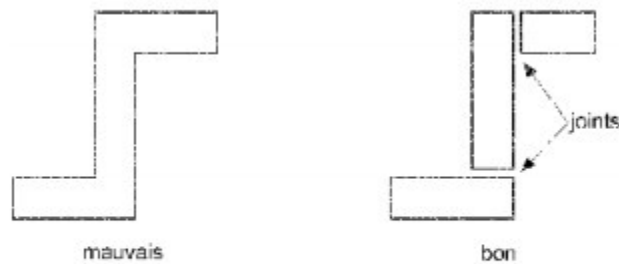
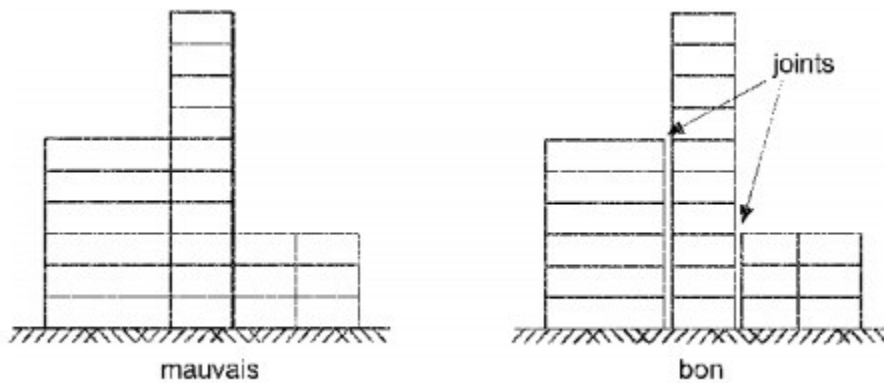


Figure 2.6. Vue en plan.



a) Vues en plan



2.3.10. Principe 10- Fixation des éléments non structurels

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

2.4 Objectif global du projet d'ossature parasismique

L'objectif global du projet d'une ossature parasismique est de définir une structure capable de subir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique. Cet objectif peut être atteint avec succès par des projets d'ossatures de divers types et de divers degrés de capacité de dissipation d'énergie par déformations plastiques.

Conclusion

Pour une bonne conception parasismique il y a lieu de respecter toutes les indications cites ci-dessus, à savoir la simplicité, la régularité, la bonne répartition de masse et de rigidité. Aussi lors d'un diagnostic structural il y a lieu de détecter le non respect de ces principes de conception parasismique

Chapitre 3 :

Présentation du projet

3.1. Introduction

Ce chapitre-là, a pour objet le diagnostic préliminaire des deux bâtiments faisant objet de notre étude qui consiste à relater leur historique et établir leur description ainsi que de rapporter toutes les constatations relevées lors de l'inspection visuelle effectuée sur site.

3.2. Historique des bâtiments à diagnostiqués

Les deux bâtiments faisant l'objet de notre étude font partie du projet des 109 logements-front de mer-Boumerdes, finis mais non livrés encore, dont la réalisation initiale a été entamée en 2001 et l'étude de sol a été faite durant l'année 2000. Suite au séisme de Boumerdes de l'année 2003, les travaux de réalisation ont été estompés par cause de révision du code parasismique qui a connu certaines modifications par rapport aux : zones sismiques, systèmes de contreventements et aux coefficients de pondération de l'action sismique tel que le coefficient « A » d'accélération de zone. Durant l'année 2004, le projet a été relancé, mais malheureusement plusieurs arrêts ont eu lieu suite à des problèmes qui ont surgi par rapport à l'absence et à l'abondant des entreprises de réalisation à cause de la non des coûts de réalisation. Après révision des prix, le projet a été relancé en 2007. Mais, pour la troisième fois, les travaux de réalisations sont interrompus par cause d'opposition des riverains en voyant le projet passer de R+4 à R+8 ce qui va leur provoqué l'obstruction de la vue sur mer. Néanmoins, malgré l'opposition du voisinage, le projet a été relancé en 2016 avec une réalisation aux prix au forfait sans aucun devis estimatif quantitatif.

3.3. Description de l'ouvrage

Le projet qui fait l'objet de notre étude sont deux bâtiments (R+8) en béton arme à usage multiple commerciale et d'habitation du projet de 109 logements. Les deux bâtiments sont identiques sur l'aspect architectural mais par rapport à l'aspect structurel ils disposent deux dispositions différentes des éléments de contreventement. Le terrain servant d'assiette pour ce projet est situé à front de mer dans la wilaya de Boumerdes.

3.3.1. Description du bâtiment

Le bâtiment est composé d'un :

- RDC à usage commercial
- Du 1^{er} au 8^{eme} étage, le bâtiment est à usage d'habitation dont chaque étage contient deux logements de type F4 et F3.

Ce projet est un ouvrage courant ayant une importance moyenne, sa hauteur totale est inférieure à 48m, ce qui conduit à le classer d'après le règlement parasismique algérien RPA99/version 2003 (Article 3.2) dans le groupe d'usage 2.

3.3.2. Données géotechniques du site

L'étude de l'état du sol a été réalisée par l'unité d'Oued **Smar** du laboratoire National de l'Habitat et de la construction (LNHC).

- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}=1,7$ bar

3.3.3. Caractéristiques géométriques

3.3.3.1. Dimension en élévation

- Hauteur totale du bâtiment (sans la toiture)H=29,58m
- Hauteur de RDCH=5,1 m
- Hauteur des étages courants H=3,06m

3.3.3.2. Dimension en plan

La structure présente une forme rectangulaire dont les dimensions sont :

- Longueur totale du bâtimentL=24,55m
- Largeur totale du bâtimentL=10,15m

3.4. Inspection visuelle sur terrain et relevé de certains désordres constatés

Suite à notre visite sur site, En premier lieu nous avons constaté que l'ouvrage est situé sur un terrain en pente, **figure 3.1** dont il est séparé, sur toute sa longueur, par un mur de soutènement, voir **figure 3.2** et **figure 3.3**. En deuxième étape, l'analyse visuelle nous a permis de voir d'une façon très claire l'apparition de quelques désordres que nous avons relevés et répertoriés comme suit :

- dégradation de l'état du béton, **figure 3.4**
- ségrégation du béton, **figure 3.5**
- insuffisance d'enrobage et la mal disposition des cadres transversaux, **figure 3.6**
- corrosion des aciers, **figure 3.7**
- Absence de cadres transversaux et absence d'ancrage au niveau de la base. **figure 3.8**
- coffrage mal réalisé créant une mauvaise jonction poteau-poutre **figure 3.9** et **3.10**



Figure 3.1. Terrain en pente.



Figure 3.2. Mur de soutènement en béton armé.



Figure 3.3. séparation du mur de soutènement du bâtiment.



Figure 3.4. Dégradation du béton.



Figure 3.5. Ségrégation du béton.



Figure 3.6. Insuffisance d'encrage et la mal disposition des cadres transversaux.



Figure 3.7. Corrosion des aciers.



Figure 3.8. Absence de cadres transversaux et absence d'ancrage au niveau de la base.



Figure 3.9. Mauvaise jonction poteau-poutre.



Figure 3.10. le mauvais coffrage de poteau.

3.5. La vérification de la conformité des plans avec ce qui est réalisé

Après le relevé des anomalies, nous avons procédé à la variation des plans d'architecture avec l'existant chose qui n'a pas été en contradictoire. Les deux bâtiments sont illustrés en **figure 3.11** et **3.12**

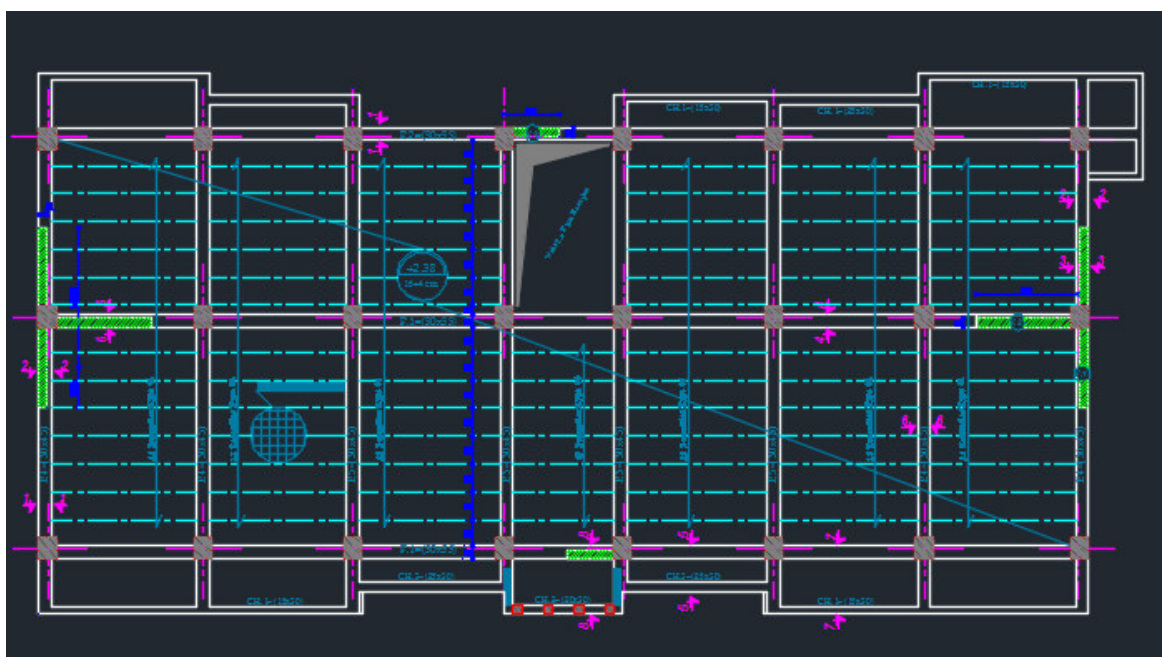


Figure 3.11. La disposition des voies pour le bâtiment A.

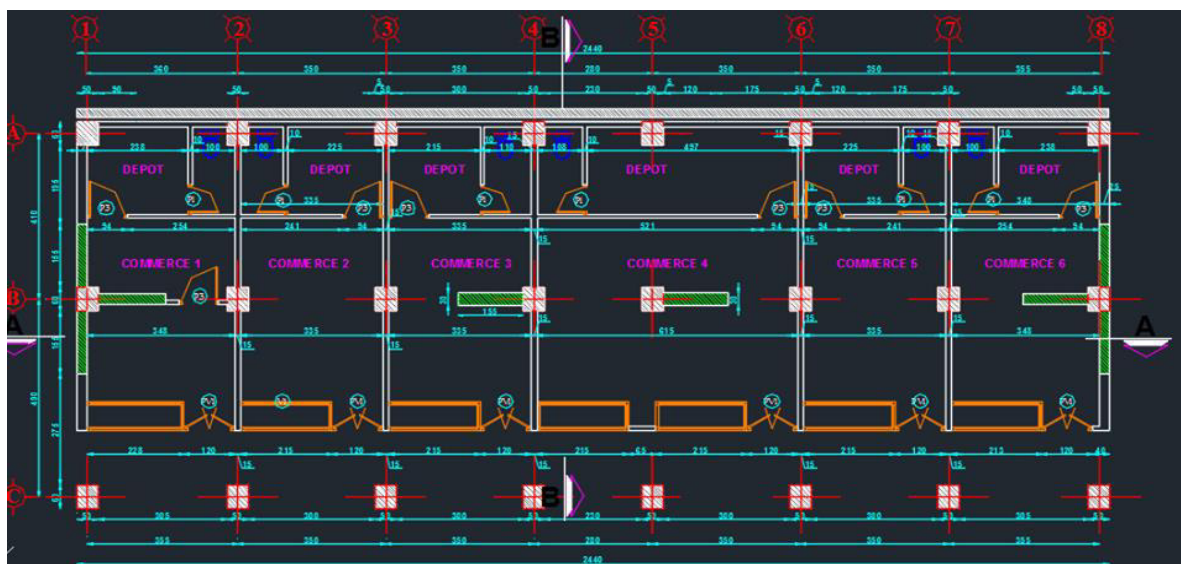


Figure 3.12. La disposition des voies pour le bâtiment B.

- Les plans architecturaux correspondent totalement à ce qui a été réalisé sur le terrain.

Conclusion

D'après cette partie d'étude, l'historique et tous les constats visuels montrent déjà qu'on est face à un ouvrage mal réalisé. La négligence du suivi de chantier, l'absence de surveillance des personnes concernées sont immédiatement les premiers responsables. Ainsi une deuxième phase de travail s'impose qui est le diagnostic structurel, d'une façon plus profonde, qui a pour objectif la recherche de la conformité de l'ouvrage avec les règlements en vigueur de calcul des structures.

Chapitre 4 :

Vérification de coffrages des éléments structuraux

4.1. Vérification de coffrage des poteaux :

4.1.1. Définition:

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. Chaque poteau est affecté de la surface du plancher chargé qui lui revenant. On utilise un calcul basé sur la descente de charge, en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation selon le **CBA93**.

Le poteau qu'on va étudier est le poteau le plus sollicité, c'est-à-dire le poteau qui recevra l'effort de compression maximal qu'on va déterminer à partir de la descente de charge.

4.1.2. Étape de calcul :

Les étapes de vérification de pré dimensionnement sont :

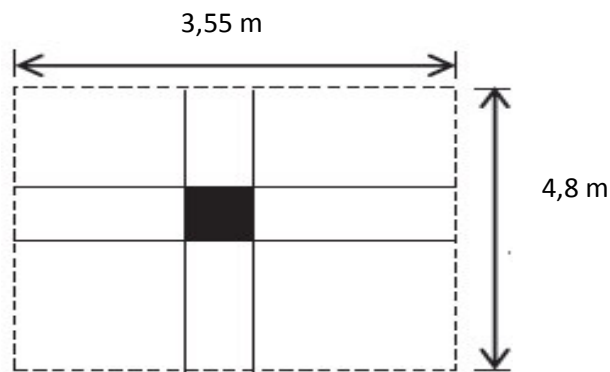
- le choix du poteau le plus sollicité
- calcul de la surface reprise par ce poteau
- calcul des charges qui lui reviennent.
- Vérification de la section des poteaux existant

La surface reçu par le poteau le plus sollicité est de :

$$S_{ca} = (1.8 + 1.75) * (2.7 + 2.1)$$

$$S_{cal} = 17.04 \text{ m}^2$$

$$S_{majoré} = 1.1 S_{cal} = 18.74 \text{ m}^2$$



Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par (le DTR.BC2.2.ART6.3) comme suit :

Sous la toiture : Q_0

Sous le 8ème étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 7ème étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 6ème étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5ème étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_{i=1}^n Q_i, \text{ le coefficient } \frac{3+n}{2n} \text{ étant valable pour } n \geq 5$$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Chapitre 04: Vérification de coffrage des éléments structuraux

Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau P1 sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau 4.1. Les charges pour chaque étage du poteau le plus sollicité

Etage	Elément	Poids Propre G(KN)	surcharges(KN)
8^{ème} étage	Tuile	8.43	18.74
	Plancher	98.78	
	Σ	107.21	18.74
7^{ème} étage	Venant de 8	107.21	46.86
	Plancher	98.59	
	Escalier	19.93	
	Σ	225.73	46.86
6^{ème} étage	Venant de 7	225.73	72.164
	Plancher	98.59	
	Escalier	19.93	
	Σ	344.25	72.164
5^{ème} étage	Venant de 6	344.25	94.65
	Plancher	98.59	
	Σ	442.848	94.65
4^{ème} étage	Venant de 5	442.848	114.338
	Plancher	98.59	
	Σ	541.441	114.338
3^{ème} étage	Venant de 4	541.441	131.208
	Plancher	98.59	
	Σ	640.034	131.208
2^{ème} étage	Venant de 3	640.034	145.266
	Plancher	98.59	
	Σ	738.628	145.266
1^{ème} étage	Venant de 2	738.628	158.57
	Plancher	98.59	
	Σ	837.221	158.57
RDC	Venant de 1	837.221	171.695
	Plancher	98.59	
	Σ	1034.41	171.695

Chapitre 04: Vérification de coffrage des éléments structuraux

4.1.3. Vérification de la section des poteaux :

En ce qui suit, on procède au pré-dimensionnement des sections attribuées aux poteaux existants afin de vérifier leur conformité aux exigences imposées par le BAEL et l'RPA99VERSION2003.

4.1.4. Vérification des sections selon RPA 99 (Art 7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zones I et II
- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 30\text{ cm}$ en zone III
- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq h_e/20$
- $1/4 < b_1/h_1 < 4$

Tableau 4.2. Vérification des sections selon RPA 99

Poteau	Conditions exigées par RPA99V2003	Valeur existant	Observation
30*35	$\text{Min} (a, b) \geq 30$	$\text{Min} (a, b) = 30$	Condition vérifiée
	$\text{Min} (a, b) \geq (h_e/20)$	$h_e/20 = 15,3$	Condition vérifiée
	$1/4 < a/b < 4$	$a/b = 0.85$	Condition vérifiée

4.1.5. Vérification imposée selon le BAEL :

Selon le règlement du béton armé aux états limites, les dimensions des poteaux sont estimées à partir de la formule 1...

$$\beta N_u = B_r.f_{bc} / 0,9 + 0,85 A. (F_e/\gamma_s) \dots (1)$$

N_u : l'effort normal ultime du Poteau le plus sollicité.

B_r : section réduite du Poteau en (m²).

A : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (armatures longitudinales).

f_{bc} : $0.85 F_{c28} / \gamma_b$; avec $F_{c28}=25\text{ MPa}$

F_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé = **400 MPa**.

γ_s : 1.15 (cas général).

β : coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

Chapitre 04: Vérification de coffrage des éléments structuraux

$$\beta = 1 + 0.2 (\lambda/35)^2 \quad \text{si} \quad \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0.85 \lambda / 1200 \quad \text{si} \quad 50 < \lambda < 70$$

On fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où $\beta = 1.2$

L'expression (1) peut s'écrire comme suit :

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \frac{f_{Fe}}{\gamma_s} A}$$

$A_s \in [0,8 \% Br ; 1,2 \% Br]$

On prend $A_s = 1\% \times Br$.

❖ **Poteau centrale (le plus sollicité) :**

Tableau 4.3. Vérification de section de poteau central

Niveau	$N_u(KN)$	$B_r(m^2)$	$B_r \text{ exist } (m^2)$	Obs $B_r \leq B_{r, \text{exis}}$
R.D.C	1879.67	0.325	0.2279	Non vérifié
1 ^{er} étage	1647.23	0.308	0.1824	Non vérifié
2 ^{ème} étage	1481.14	0.291	0.1824	Non vérifié
3 ^{ème} étage	1314.76	0.271	0.1824	Non vérifié
4 ^{ème} étage	1147.26	0.250	0.1824	Non vérifié
5 ^{ème} étage	975.55	0.226	0.1824	Non vérifié
6 ^{ème} étage	799.62	0.199	0.1824	Non vérifié
7 ^{ème} étage	619.46	0.16	0.1824	vérifié
8 ^{ème} étage	405.51	0.091	0.0924	vérifié

Commentaire :

La section réduite calculée est supérieure à la section réduite des poteaux existants. On peut dire qu'il y a une insuffisance de dimensions transversales des poteaux. Cela est dû probablement de l'extension du bâtiment de dimensions de R+4 à R+8. Néanmoins, malgré cette insuffisance de dimensions, nous procédons à la vérification au flambement.

4.1.6. Vérification au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, de façon excentré ou non. Lorsque les éléments sont élancés la vérification consiste à calculer l'élancement λ qui doit satisfaire l'inégalité suivante, pour qu'il n'y ait pas flambement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié 99}).$$

Avec : λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement $L_f = 0.7 L_0$

L_0 : La hauteur libre de poteaux ;

i : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{ab^3}{12} \quad \text{Avec : } I : \text{Moment d'inertie.}$$

$B = ab$ = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7 L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12 \cdot ab}}} = \frac{0.7 L_0 \sqrt{12}}{b}$$

-poteau du RDC (45x55) cm² $L_0=5.1-0.45=4.65\text{m} \Rightarrow \lambda = 25.05 < 35$ **CV**

-Poteaux du 2, 3, étage (40x40) cm² $L_0 = 3.06-0.45=\text{m} \Rightarrow 2.61 \quad \lambda = 15.82 < 35$ **CV**

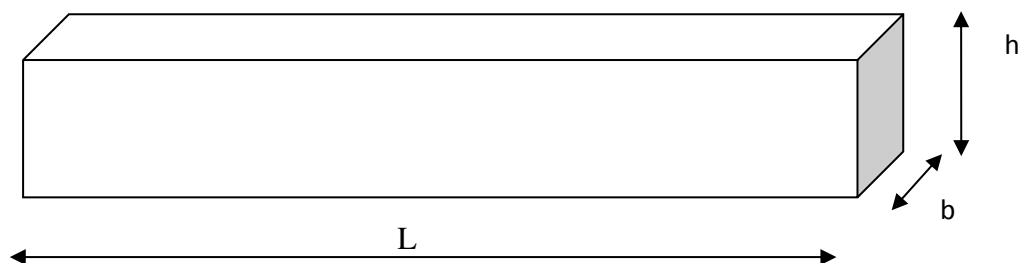
-Poteau du 4,5 étage (35 x 35) cm² $L_0=3.06-0.45=2.61 \text{ m} \Rightarrow \lambda = 21.09 < 35$ **CV**

Commentaire

Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 35, donc pas de risque de flambement.

4.2. Vérification des coffrages des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le BAEL91, et vérifiées selon le Règlement parasismique Algérien en vigueur (RPA99).



A) selon l'RPA :

- $b \geq 20\text{cm}$

- $h \geq 30\text{cm}$

- $h/b \leq 4.0$

Chapitre 04: Vérification de coffrage des éléments structuraux

Donc : $b_{\text{existant}} = 35\text{cm} \geq 20\text{cm}$ CV

$h_{\text{existant}} = 45\text{cm} \geq 30\text{cm}$CV

$h/b = 2 \leq 4$ CV

B) les règles BAEL 91 : les dimensions minimales des poutres doit respecter la condition suivante :

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

$$0,3h \leq b \leq 0,8h$$

L : plus grande portée dans le sens considéré.

ht : hauteur total de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

- **Les Poutres principales :**

$$L_{\text{max}} = 5.4 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.36 \leq 0.45 \leq 0.54 \\ 0.135 \leq 0.35 \leq 0.36 \end{array} \right\} \text{C.V}$$

- **Les Poutres secondaires :**

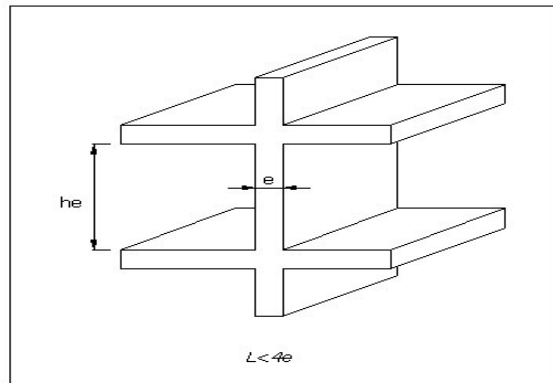
$$L_{\text{max}} = 3.6 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.24 \leq 0.35 \leq 0.36 \\ 0.105 \leq 0.30 \leq 0.28 \end{array} \right\} \text{C.V}$$

D'où, on peut conclure que les sections des poutres principales et secondaires existantes répondent aux exigences du règlement.

4.3. Vérification de coffrage des voiles

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des chargements horizontaux, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales. Leur prédimensionnement se fera conformément à l'article (7-7-1) de l'**RPA 99**. L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités et elle doit être à minimum égale à 15 cm.



L'épaisseur minimale du voile doit être d'une valeur $e_{\min}=15 \text{ cm}$, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. elle résulte de la condition ci-après :

$$e \geq \max (15, h_e/20)$$

Pour RDC : $h_e=5.1 \text{ (m)}$

$$e \geq h_e/20 \Rightarrow 490/20 = 24.5 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (15, 24.5)$$

$e_{\text{existant}}=25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

pour étage courant : $h_e=3.06 \text{ (m)}$

$$e \geq h_e/20 \Rightarrow 286/20 = 14.3 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (15, 14.3)$$

$e_{\text{existant}}=20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ **condition vérifiée**

Conclusion

A cette phase d'analyse des deux bâtiments, on peut dire que le dimensionnement des poteaux n'est pas vérifié, par contre, le dimensionnement des poutres et les voiles sont vérifiés.

Chapitre 5 :

Etude dynamique

5.1 .Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement sous l'effet du séisme.

5.2. L'étude dynamique

5.2.1. Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces **Vibrations Libres Non Amorties**. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums dus à un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

5.2.2. Modélisation mathématique

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

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle 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 rigidité de tous les éléments de la structure.

5.2.3. Modélisation de la structure étudiée

Lors d'une analyse dynamique d'une structure, il est indispensable de trouver la modélisation adéquate de cette dernière. Le bâtiment étudié présente des irrégularités dans son plan.

Par ailleurs, vu la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse du bâtiment, l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis il est connu sur le nom **ETABS**.

5.2.4. Modélisation et Présentation de logiciel ETABS 2009

ETABS (pour ExTended 3D Analysis of Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments, basé sur la méthode des éléments finis.

Il permet dans un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément autorisant l'approche du comportement de plusieurs types de structure.

5.2.5. Les étapes de modélisation

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes :

1. Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments)
2. Spécification et assignement des caractéristiques mécaniques et géométriques aux différents éléments.
 3. Définition les différents cas de charges (statique et dynamique). Assignement de ces charges aux nœuds et aux éléments.
 4. Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes,.....).
 5. Lancement de l'exécution du problème, apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
 6. Visualisation des résultats (à l'écran, sur fichier, etc.....).
 7. Interprétation des résultats.

5.2.6. Modélisation des éléments structuraux

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- 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 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.

5.2.7. Modélisation de la masse :

La masse de la structure est calculée de manière à inclure la quantité **$\beta Q.RPA99vr$ 2003**

(Dans notre cas **$\beta=0,2$**) correspondant de la surcharge d'exploitation, La masse volumique attribuée au matériau constituant les éléments modélisée est prise égale à celle du béton armé à savoir $25KN/m^3$.

-La masse des éléments non structuraux (l'acrotère et des murs extérieurs) a été répartie sur les poutres concernées.

5.3. Caractéristiques géométriques de la structure

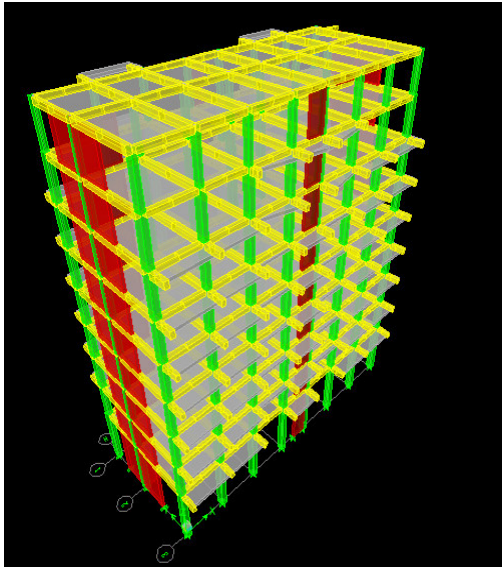


Figure 5.1. Vue en trois dimensions de la structure A.

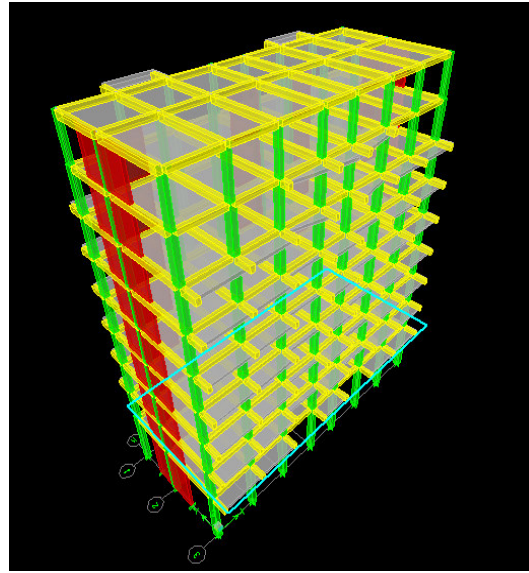


Figure 5.2. Vue en trois dimensions de la structure B.

Il y a lieu de dire que les éléments de contreventement de la structure A sont placés loin de centre de masse par contre ceux de la structure B sont proche du centre de masse, voir figure 3.11 et 3.12 respectivement, pour la représentation en plan, et les figure 5.1 et 5.2 pour une représentation en 3D.

5.3.1 Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times Y_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}; Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \times X_{Gi}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : Est la masse de l'élément "i".

X_i, Y_i : Sont les coordonnées de l'élément considérée.

5.3.2. Centre de rigidité

Le centre de torsion est le barycentre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux. En général deux cas se présentent:

- ❖ Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus; les efforts horizontaux (séisme, vent...etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- ❖ Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subie donc une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05L$, (L : la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

5.3.3. Calcul de l'excentricité

L'excentricité C est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

1. Excentricité théorique.
2. Excentricité accidentelle.

a) Excentricité théorique :

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}| \quad \rightarrow \quad \text{l'excentricité selon } x$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}| \quad \rightarrow \quad \text{l'excentricité selon } y$$

Chapitre 5 : Etude dynamique

➤ Pour le bâtiment A :

Tableau 5.1. Centre de masse et Centre de torsion de chaque étage pour le bâtiment A.

Étage	Masse (t)	Centre de masse (m)		Centre de torsion (m)		Excentricité (m)	
		X _G	Y _G	X _C	Y _C	e _x	e _y
RDC	296.40	11.942	4.26	12.014	5.041	0.072	0.781
1er étage	309.06	12.172	4.564	12.036	4.922	0.136	0.358
2 ^{ème} étage	309.06	12.172	4.564	12.06	4.853	0.112	0.289
3 ^{ème} étage	309.49	12.184	4.572	12.073	4.823	0.111	0.251
4 ^{ème} étage	309.07	12.172	4.564	12.078	4.818	0.094	0.254
5 ^{ème} étage	309.81	12.202	4.576	12.078	4.824	0.124	0.248
6 ^{ème} étage	309.52	12.126	4.655	12.075	4.841	0.051	0.186
7 ^{ème} étage	264.20	11.951	4.71	12.067	4.86	0.116	0.15
8 ^{ème} étage	193.75	11.966	5.346	12.057	4.877	0.091	0.469

- L'excentricité théorique maximal : $e_{x,max}=0,136m$ et $e_{y,max} = 0.781m$

➤ Pour le bâtiment B

Tableau 5.2. Centre de masse et Centre de torsion de chaque étage pour le bâtiment B.

Étage	Masse (t)	Centre de masse (m)		Centre de torsion (m)		Excentricité (m)	
		X _G	Y _G	X _C	Y _C	e _x	e _y
RDC	344.85	12	4.375	12.016	5.29	0.016	0.915
1er étage	357.92	12.201	4.639	12.039	5.213	0.162	0.574
2 ^{ème} étage	357.49	12.191	4.632	12.065	5.159	0.126	0.527
3 ^{ème} étage	357.49	12.191	4.632	12.081	5.119	0.11	0.487
4 ^{ème} étage	357.50	12.191	4.633	12.09	5.091	0.101	0.458
5 ^{ème} étage	358.28	12.218	4.642	12.094	5.072	0.124	0.43
6 ^{ème} étage	358.89	12.162	4.706	12.094	5.061	0.068	0.355
7 ^{ème} étage	313.16	12	4.782	12.088	5.056	0.088	0.274
8 ^{ème} étage	238.99	12.235	5.343	12.078	5.059	0.157	0.284

- L'excentricité théorique maximal : $e_{x,max}=0,162m$ et $e_{y,max} = 0.915m$

b) Excentricité accidentelle :

L'excentricité exigée par la RPA (art4.2.7) est égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_{acc} = \max \begin{cases} e_{accx} = 5\%L_x \\ e_{accy} = 5\%L_y \end{cases}$$

Avec : $L_x = 24.55\text{m}$ et $L_y = 10.15\text{ m}$

Donc :

$$\begin{cases} e_{accx} = 0.05 \times 24.55 = 1.228 \\ e_{accy} = 0.05 \times 10.15 = 0.508\text{m} \end{cases}$$

Avec :

$$e_{acc} = 1.228\text{ m}$$

➤ Pour le bâtiment A :

L'excentricité théorique = 0.781 < l'excentricité accidentelle = 1.228 → **Condition Vérifiée.**

➤ Pour le bâtiment B :

L'excentricité théorique = 0.915 < l'excentricité accidentelle = 1.228 → **Condition Vérifiée.**

Commentaire

A ce stade de calcul de l'excentricité entre le centre de masse et de rigidité, il y a lieu de préciser : plus les éléments de contreventements sont placés loin du centre de masse moins est l'excentricité entre le centre de masse et de rigidité.

5.4. Nombre de modes à considérer

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à **90%** , ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure.

Le minimum de mode à retenir est trois modes dans chaque direction considérée (**RPA 2003 .Article 4.3.4**).

Chapitre 5 : Etude dynamique

Les résultats obtenus par le logiciel (ETABS) sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5.3.Période, mode et facteur de participation massique « Bâtiment A ».

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ	Nature
1	0.871457	76.5604	0.0004	76.5604	0.0004	0.0015	0.0015	translation
2	0.758099	0.0005	74.3161	76.5609	74.3165	0.0002	0.0018	translation
3	0.582519	0.0006	0.0014	76.5615	74.3179	73.8557	73.8575	Rotation
4	0.245017	14.7584	0	91.32	74.3179	0	73.8575	/
5	0.194906	0.0001	16.459	91.3201	90.7769	0.0004	73.8579	/
6	0.148315	0.0049	0.0004	91.325	90.7773	16.7223	90.5802	/
7	0.114209	4.716	0	96.041	90.7774	0.0053	90.5856	/
8	0.086641	0	5.1743	96.041	95.9517	0	90.5856	/
9	0.067445	1.7794	0.0002	97.8205	95.9519	0.6355	91.221	/
10	0.0653	0.2214	0.001	98.0418	95.9529	4.6399	95.861	/
11	0.050357	0	2.1904	98.0418	98.1433	0	95.861	/
12	0.045159	0.9537	0	98.9956	98.1433	0.0188	95.8798	/

Tableau 5.4.Période, mode et facteur de participation massique « Bâtiment B ».

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ	Nature
1	0.830847	0.0003	75.3373	0.0003	75.3373	0.0132	0.0132	Translation
2	0.817879	76.3355	0.0005	76.3358	75.3378	0.1047	0.1179	Translation
3	0.653137	0.1069	0.0094	76.4427	75.3472	74.6397	74.7575	Rotation
4	0.226068	14.6336	0.0006	91.0763	75.3478	0.0328	74.7903	/
5	0.221051	0.0007	15.4064	91.077	90.7542	0.0067	74.7971	/
6	0.171109	0.0253	0.0077	91.1023	90.7619	15.7262	90.5233	/
7	0.104372	4.7661	0.0004	95.8685	90.7624	0.0124	90.5357	/
8	0.099506	0.0006	5.0634	95.8691	95.8257	0.0023	90.538	/
9	0.07614	0.0058	0.0054	95.8749	95.8312	5.1952	95.7331	/
10	0.060639	2.0959	0.0003	97.9708	95.8314	0.0034	95.7365	/
11	0.05723	0.0003	2.2012	97.9711	98.0327	0.0006	95.7372	/
12	0.043567	0.0002	0.0026	97.9713	98.0352	2.2524	97.9896	/

Analyse de résultats

On remarque qu'il n'y a pas de couplage entre les modes. D'autre part, on constate que les 8 premiers modes de vibration doivent être inclus dans le calcul pour avoir un pourcentage de participation modale supérieur à 90%.

5.5. Justification du système de contreventement

Pour justifier le contreventement mixte, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

➤ Pour le bâtiment A :

	VX	%VX	VY	%VY
Voile P1	18.56	0.47394333	3706.79	93.0526617
Voile P2	3484.56	88.9808176	17.73	0.44508151
portique	412.96	10.5452391	259.02	6.50225679
somme	3916.08	/	3983.54	/

➤ Pour le bâtiment B :

	VX	%VX	VY	%VY
Voile P1	3.11	0.07716509	3729.09	93.4302272
Voile P2	3661.82	90.8568054	3.05	0.07641601
portique	365.39	9.0660295	259.17	6.49335682
somme	4030.32	/	3991.31	/

Commentaire :

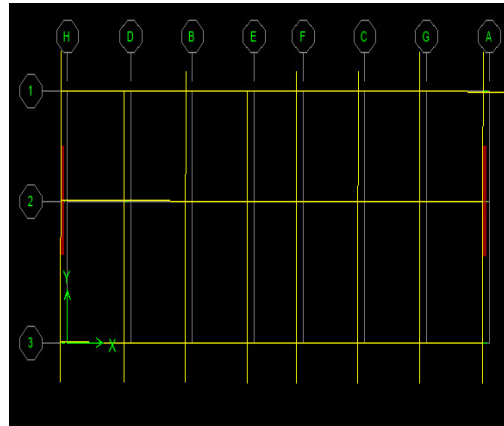
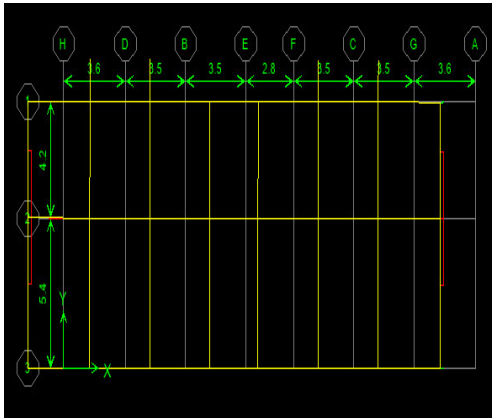
On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical donc la structure est une structure en voile donc le coefficient de comportement $R=3,5$.

5.6. Schémas des trois premiers modes de vibration

1^{ère} mode : c'est un mode de translation de période de :

$$T_A = 0.87s$$

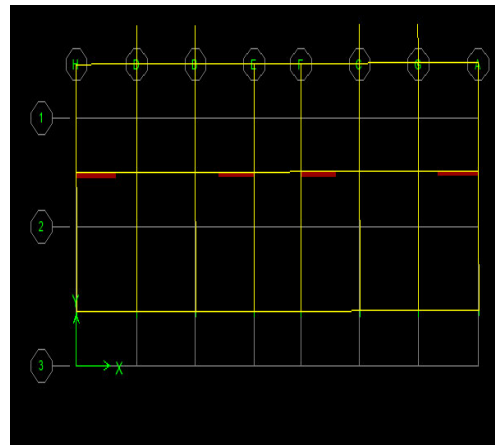
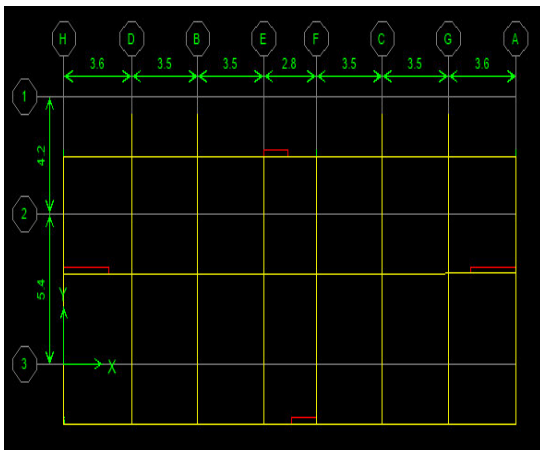
$$T_B = 0.83s$$



2^{ème} mode : c'est un mode de translation de période de :

$$T_A = 0.75 s$$

$$T_B = 0.81 s$$



5.7.3. Conditions d'application de la méthode statique équivalente

- La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes (l'article 4.1.2 de RPA99 /version 2003) :
- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III
- b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :
 - **Zone I** : • tous groupes
 - **Zone II** : • groupe d'usage 3
 - • groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
 - • groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - • groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - **Zone III** : • groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - • groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - • groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

5.8. Méthode d'analyse modale spectrale

5.8.1. Introduction

Cette méthode tient compte du comportement dynamique de la structure et elle est applicable pour n'importe quel type de structure et quelles que soit les conditions.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

5.8.2. Hypothèses de calcul

- Les masses sont supposées concentrées au niveau du centre de gravité des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et fondations doivent être rigides dans leur plan (vis-à-vis des déplacements horizontaux).
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes soit au moins égale à 90 %.

5.8.3. Conditions d'application de la méthode d'analyse dynamique

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

Commentaire

- L'ouvrage est situé dans la zone III ayant une hauteur $h \leq 30$ m .
 h : hauteur totale de la structure ($h = 29.58 \text{ m} \leq 30 \text{ m}$)condition vérifiée
- Vérifier la Régularité en plan (article 5.3)
- Condition a1) : Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.c'est vérifié
- Comme cette condition est vérifiée donc on peut appliquer la méthode statique équivalente.

5.9. Méthode statique équivalente

5.9.1. Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

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

C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures

5.9.2. Calcul de la force sismique totale (RPA99vr 2003 Article 4.3.6)

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

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

5.9.2.1. Coefficient d'accélération de zone

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 5.5 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau 5.5. Coefficient d'accélération de zone A.

ZONE			
GROUPE	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.10	0.20	0.30
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

5.9.2.2. Facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Le facteur D est par ailleurs donné sous forme graphique à la figure 4.1 pour un amortissement $\xi = 5\%$

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

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

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand $\xi = 5\%$, on a $\eta = 1$.

Tableau 5.6. Valeurs de ξ (%).

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

5.9.2.3. Coefficient de comportement global de la structure

R : coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement

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

5.9.2.4. Q : facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

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

Les critères de qualité « q » à vérifier sont :

1. Conditions minimales sur les files de contreventement

- système de portiques : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement.
- système de voiles : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport « hauteur d'étage sur largeur » inférieur ou égal à 0,67 ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport « hauteur d'étage sur largeur » inférieur ou égal 1,0. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité.

2. Redondance en plan

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées. Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

3. Régularité en plan

La structure est classée régulière en plan. (cf 3.5 1a)

4. Régularité en élévation

La structure est classée régulière en élévation. (cf 3.5 1b)

5. Contrôle de la qualité des matériaux

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

6. Contrôle de la qualité de l'exécution

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier.

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Tableau 5.7.valeurs des pénalités P_q .

Critère Q	P_q	
	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0
Redondance en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0

Spectre de réponse : pour le calcul du spectre de réponse on utilise le Spectre RPA2003.

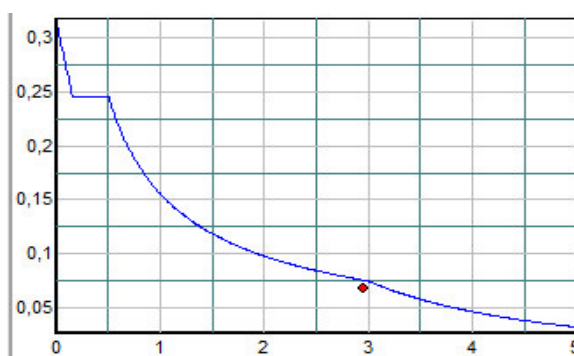


Figure 5.3. Présentation du spectre de réponse.

5.9.2.5. Poids total de la structure (W)

Selon **RPA99vr 2003** il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations, d'après le tableau 4.5.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad (4-5)$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Tableau 5.8. Valeurs du coefficient de pondération β .

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0,20
2	Bâtiments recevant du public temporairement : - Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout. - salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,30 0,40
3	Entrepôts, hangars	0,50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1,00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

5.9.3 .Estimation de la période fondamentale de la structure

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 selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4} \dots\dots\dots 1$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau **N**
- C_T : coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6. Du **RPA99 version 2003**

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

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D} \quad (4.7)$$

où D est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque directions considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par les articles (4.6) et (4.7).

5.9.4. Application numérique de la méthode statique équivalente

- **groupe d'usage du bâtiment** : ouvrage courant, groupe d'usage 2.
- **le site** : site meuble S_3 .
- **la période fondamentale du bâtiment est donnée par la formule suivante** :

$$T = \min \left(C_T \times h_N^{3/4} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

Avec :

$$C_T = 0.05, h_N = 29.58 \text{ m}, D_X = 24.55 \text{ m}, D_Y = 10.15 \text{ m}$$

➤ **Selon le sens X-X :**

$$T_x = \min \left(0.05 \times 29.58^{3/4} ; \frac{0.09 \times 29.58}{\sqrt{24.55}} \right)$$

$$T_x = \min (0.634 ; 0.537)$$

$$T_x = 0.537 \text{ s}$$

➤ **Selon le sens Y-Y :**

$$T_y = \min \left(0.05 \times 29.58^{3/4} ; \frac{0.09 \times 29.58}{\sqrt{10.15}} \right)$$

$$T_y = \min (0.634 ; 0.835)$$

$$T_y = 0.634 \text{ s}$$

Remarque :

La période obtenue par ETABS (T_{dyn}) ne doit pas dépasser la période fondamentale calculée par la formule RPA (T_{RPA}) :

$$T_{\text{dyn}} < 1.3 T_{\text{RPA}}$$

➤ **Pour le bâtiment A :**

Selon x : $T_{\text{dyn}}=0.87 < 1.3 \times 0.537$

$T_{\text{dyn}}=0.87 < 0.698$ **Condition non vérifiée**

Selon Y : $T_{\text{dyn}}=0.75 < 1.3 \times 0.634$

$T_{\text{dyn}}=0.75 < 0.824$ **condition vérifiée**

➤ **Pour le bâtiment B :**

Selon x : $T_{\text{dyn}}=0.83 < 1.3 \times 0.537$

$T_{\text{dyn}}=0.83 < 0.698$ **Condition non vérifiée**

Selon Y : $T_{\text{dyn}}=0.81 < 1.3 \times 0.634$

$T_{\text{dyn}}=0.81 < 0.824$ **Condition non vérifiée**

5.9.5. Les paramètre

A) Coefficient d'accélération de zone

Ouvrage courant et zone III \longrightarrow $A=0.25$

B) Facteur d'amplification dynamique moyen D

➤ **Selon le sens X-X :**

$T_x = 0.537$ s avec $T_1 = 0.15$ s et $T_2 = 0.50$ s

Donc $T_2 \leq T \leq 3.0$ s \longrightarrow $D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

Avec :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \geq 0.7 \longrightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882$$

$$D_x = 2.5 \times 0.882 \times \frac{0.5}{0.537}$$

$$D_x = 2.053$$

➤ Selon le sens Y-Y :

$$T_x = 0.634s \quad \text{avec} \quad T_1 = 0.15s \quad \text{et} \quad T_2 = 0.50s$$

$$\text{Donc} \quad T_2 \leq T \leq 3.0s \quad D_Y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_Y = 2.5 \times 0.882 \times \frac{0.5}{0.634}$$

$$D_Y = 1.739$$

C) Coefficient de comportement R

R=3.5 car les voiles reprennent plus de 20% des charges verticales, selon le **RPA.version2003**

D) Facteur de qualité Q :

Tableau 5.9. la valeur de Q déterminée

Critère Q	P _{qx}	P _{qy}
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
Redondance en plan	0.05	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
Σ	1.2	1.2

Alors :

$$Q_x = Q_y = 1.2$$

Finalement :

➤ Pour le bâtiment A :

On a : W= 31351.12 KN

$$V_X = \frac{ADQW}{R} = \frac{0.25 \times 2.053 \times 1.2 \times 31351.12}{3.5} = 5516.901 \text{ KN}$$

$$V_Y = \frac{ADQW}{R} = \frac{0.25 \times 1.739 \times 1.2 \times 31351.12}{3.5} = 4673.108 \text{ KN}$$

➤ **Pour le bâtiment B :**

On a : $W = 30991.6 \text{ KN}$

$$V_X = \frac{ADQW}{R} = \frac{0.25 \times 2.053 \times 1.2 \times 30991.6}{3.5} = 5453.636 \text{ Kn}$$

$$V_Y = \frac{ADQW}{R} = \frac{0.25 \times 1.739 \times 1.2 \times 30991.6}{3.5} = 4619.519 \text{ Kn}$$

5.10. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

D'après le **RPA99/version 2003** (art 4.3.6), la résultante V_t des forces obtenues à la base par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminés par la méthode statique équivalente V .

Ceci nous donne :

➤ **Pour le bâtiment A :**

	V(KN)	V_t (KN)	V / V_t	$V_t > 0.8V$
Sens longitudinal (x-x)	5516.901	4695.94	1.17	Vérifié
Sens transversal (y-y)	4673.108	4998.64	0.93	Vérifié

➤ **Pour le bâtiment B :**

	V(KN)	V_t (KN)	V / V_t	$V_t > 0.8V$
Sens longitudinal (x-x)	5453.636	4695.94	1.16	Vérifié
Sens transversal (y-y)	4619.519	4998.64	0.92	Vérifié

Commentaire

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieur à 80% de celle obtenue par la méthode statique équivalente .

5.11. Combinaisons des réponses modales : (RPA99 vr2003 Article 4.3.5)

- a) Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j et d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = T_i / T_j$ Avec : ($T_i \leq T_j$) vérifie :

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \quad \text{Avec } \xi_i = \xi_j = 7\%$$

- b) Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont dépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

E_i : valeur modale de E selon le mode « i »

K : nombre de modes retenus

- c) Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

Bâtiment A			
Mode	Période	R	$\frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$
1	0.871457	0.86992129	0.588
2	0.758099	0.76839437	0.588
3	0.582519	0.42061632	0.588
4	0.245017	0.7954795	0.588
5	0.194906	0.76095656	0.588
6	0.148315	0.77004349	0.588
7	0.114209	0.75861797	0.588
8	0.086641	0.77844208	0.588
9	0.067445	0.96819631	0.588
10	0.0653	0.77116386	0.588
11	0.050357	0.89677701	0.588
12	0.045159	0	0.588

Bâtiment B			
Mode	Période	r	$\frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$
1	0.830847	0.98439183	0.588
2	0.817879	0.79857412	0.588
3	0.653137	0.34612646	0.588
4	0.226068	0.97780756	0.588
5	0.221051	0.77407024	0.588
6	0.171109	0.60997376	0.588
7	0.104372	0.9533783	0.588
8	0.099506	0.76517999	0.588
9	0.07614	0.7964145	0.588
10	0.060639	0.94378205	0.588
11	0.05723	0.76126158	0.588
12	0.043567	0	0.588

Les modes ne sont pas indépendants donc la réponse totale est donnée par :

$$\sqrt{(|E_1| + |E_2|) + \sum_{i=3}^K E_i^2}$$

5.12. Vérification vis-à-vis des déplacements inter étage

L'RPA exige que les déplacements entre niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

(Le déplacement admissible est : $\Delta_{k \text{ adm}} = 1\% h_0$).

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

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad \text{d'où :}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques.

R : coefficient de comportement.

h_0 : est la hauteur d'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

➤ Pour le bâtiment A :

Tableau 5.10. Déplacement inter étage dans le sens X-X pour le bâtiment A.

Niveau	h_k (m)	Sens X-X					Observation
		δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	Δ_k/h_k	
RDC	5.1	0.0045	0.01575	0	0.01575	0.00308824	vérifiée
1^{ère} étage	3.06	0.01	0.035	0.01575	0.01925	0.00629085	vérifiée
2^{ème} étage	3.06	0.0164	0.0574	0.035	0.0224	0.00732026	vérifiée
3^{ème} étage	3.06	0.0231	0.08085	0.0574	0.02345	0.0076634	vérifiée
4^{ème} étage	3.06	0.0298	0.1043	0.08085	0.02345	0.0076634	vérifiée
5^{ème} étage	3.06	0.0362	0.1267	0.1043	0.0224	0.00732026	vérifiée
6^{ème} étage	3.06	0.0422	0.1477	0.1267	0.021	0.00686275	vérifiée
7^{ème} étage	3.06	0.0477	0.16695	0.1477	0.01925	0.00629085	vérifiée
8^{ème} étage	3.06	0.053	0.1855	0.16695	0.01855	0.00606209	vérifiée

Tableau 5.11. Déplacement inter étage dans le sens Y-Y pour le bâtiment A.

Niveau	h_K (m)	Sens Y-Y					Observation
		δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	Δ_k/h_K	
RDC	5.1	0.0032	0.0112	0	0.0112	0.00219608	Vérifiée
1 ^{ème} étage	3.06	0.0073	0.02555	0.0112	0.01435	0.00468954	Vérifiée
2 ^{ème} étage	3.06	0.0123	0.04305	0.02555	0.0175	0.00571895	Vérifiée
3 ^{ème} étage	3.06	0.0178	0.0623	0.04305	0.01925	0.00629085	Vérifiée
4 ^{ème} étage	3.06	0.0235	0.08225	0.0623	0.01995	0.00651961	Vérifiée
5 ^{ème} étage	3.06	0.0292	0.1022	0.08225	0.01995	0.00651961	Vérifiée
6 ^{ème} étage	3.06	0.0346	0.1211	0.1022	0.0189	0.00617647	Vérifiée
7 ^{ème} étage	3.06	0.0396	0.1386	0.1211	0.0175	0.00571895	Vérifiée
8 ^{ème} étage	3.06	0.0445	0.15575	0.1386	0.01715	0.00560458	Vérifiée

➤ Pour le bâtiment B :

Tableau 5.12. Déplacement inter étage dans le sens X-X pour le bâtiment B.

Niveau	h_K (m)	Sens X-X					Observation
		δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	Δ_k/h_K	
RDC	5.1	0.004	0.014	0	0.014	0.0027451	Vérifiée
1 ^{ème} étage	3.06	0.0091	0.0319	0.014	0.0179	0.00583333	Vérifiée
2 ^{ème} étage	3.06	0.0149	0.0522	0.0319	0.0203	0.00663399	Vérifiée
3 ^{ème} étage	3.06	0.0212	0.0742	0.0522	0.0221	0.00720588	Vérifiée
4 ^{ème} étage	3.06	0.0273	0.0956	0.0742	0.0214	0.00697712	Vérifiée
5 ^{ème} étage	3.06	0.0332	0.1162	0.0956	0.0207	0.00674837	Vérifiée
6 ^{ème} étage	3.06	0.0387	0.1355	0.1162	0.0193	0.00629085	Vérifiée
7 ^{ème} étage	3.06	0.0437	0.153	0.1355	0.0175	0.00571895	Vérifiée
8 ^{ème} étage	3.06	0.0483	0.1691	0.153	0.0161	0.00526144	Vérifiée

Tableau 5.13.Déplacement inter étage dans le sens Y-Y pour le bâtiment B.

Niveau	h _K (m)	Sens Y-Y					Observation
		δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	Δ_k/h_K	
RDC	5.1	0.0038	0.0133	0	0.0133	0.00260784	Vérifiée
1^{ème} étage	3.06	0.0087	0.03045	0.0133	0.01715	0.00560458	Vérifiée
2^{ème} étage	3.06	0.0146	0.0511	0.03045	0.02065	0.00674837	Vérifiée
3^{ème} étage	3.06	0.021	0.0735	0.0511	0.0224	0.00732026	Vérifiée
4^{ème} étage	3.06	0.0274	0.0959	0.0735	0.0224	0.00732026	Vérifiée
5^{ème} étage	3.06	0.0336	0.01176	0.0959	0.0217	0.0070915	Vérifiée
6^{ème} étage	3.06	0.0395	0.013825	0.01176	0.02065	0.00674837	Vérifiée
7^{ème} étage	3.06	0.0448	0.1568	0.013825	0.01855	0.00606209	vérifiée
8^{ème} étage	3.06	0.0499	0.17465	0.1568	0.01785	0.00583333	vérifiée

Commentaire

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'article 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifié.

5.13. Vérification de l'effort normal réduit

Pour éviter la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{Avec : } N_d : \text{l'effort normal maximal}$$

B_c : l'aire de section brute

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

➤ Pour le bâtiment A :

Tableau 5.14. Vérification de l'effort normal réduit pour le bâtiment A.

Niveau	Section (cm ²)	N(KN)	F _{C28} (MPa)	N _{rd} (KN)	N _{rd} < 0.3
RDC	45x55	3182.77	25	0,51	N'est pas Vérifié
1 ^{ère} et 8 ^{ème} étage	40x50	2875.3	25	0.57	N'est pas Vérifié
9 ^{ème} étage	30x40	169.99	25	0.06	Vérifié

➤ Pour le bâtiment B :

Tableau 5.15. Vérification de l'effort normal réduit pour le bâtiment B.

Niveau	Section (cm ²)	N(KN)	F _{C28} (MPa)	N _{rd} (KN)	N _{rd} < 0.3
RDC	45x55	3121.67	25	0.50	N'est pas Vérifié
1 ^{ère} et 8 ^{ème} étage	40x50	2822.33	25	0.56	N'est pas Vérifié
9 ^{ème} étage	30x40	170.87	25	0.06	Vérifié

Commentaire

L'effort normal réduit n'est pas vérifié pour les deux bâtiments donc les poteaux peuvent subir le phénomène de flambement.

5.14. Vérification vis-à-vis de l'effet (P-Δ)

L'effet du 2^o ordre ou effet (P-Δ) peut être négligé dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k * \Delta_k}{V_k * h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau (k).

Tel que : $P_k = \sum_{i=k}^n (W_{gi} + \beta W_{qi})$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau (k).

H_k : hauteur d'étage (k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k).

- Si $\theta_k < 0.1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0.1 < \theta_k < 0.2$: il faut augmenter les effets de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_k)$.
- si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.
- Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ Pour le bâtiment A :

Tableau 5.16. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X pour le bâtiment A.

	Sens X-X					
Niveau	$P_K(KN)$	$\Delta_k(m)$	$V_K(KN)$	$h_k(m)$	θ_k	Observation
RDC	31351.12	0.01575	4695.94	5.1	0.02061773	Vérifiée
1 ^{ème} étage	27572.22	0.01925	4553.71	3.06	0.03809041	Vérifiée
2 ^{ème} étage	23967.19	0.0224	4294.86	3.06	0.04085025	Vérifiée
3 ^{ème} étage	20362.16	0.02345	3945.34	3.06	0.03955131	Vérifiée
4 ^{ème} étage	16754.59	0.02345	3518.29	3.06	0.03649418	Vérifiée
5 ^{ème} étage	13149.41	0.0224	3011.26	3.06	0.03196573	Vérifiée
6 ^{ème} étage	9539.14	0.021	2407.93	3.06	0.02718712	Vérifiée
7 ^{ème} étage	5928.94	0.01925	1670.09	3.06	0.02233297	Vérifiée
8 ^{ème} étage	2701.16	0.01855	854.47	3.06	0.01916355	Vérifiée

Tableau 5.17. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y pour le bâtiment A.

	Sens Y-Y					
Niveau	$P_K(KN)$	$\Delta_k(m)$	$V_K(KN)$	$h_k(m)$	θ_k	Observation
RDC	31351.12	0.0112	4998.64	5.1	0.01377365	vérifiée
1 ^{ème} étage	27572.22	0.01435	4857.35	3.06	0.02661968	vérifiée
2 ^{ème} étage	23967.19	0.0175	4596.85	3.06	0.02981765	vérifiée
3 ^{ème} étage	20362.16	0.01925	4240.49	3.06	0.03020766	vérifiée
4 ^{ème} étage	16754.59	0.01995	3793.38	3.06	0.02879579	vérifiée
5 ^{ème} étage	13149.41	0.01995	3257.48	3.06	0.02631758	vérifiée
6 ^{ème} étage	9539.14	0.0189	2607.6	3.06	0.02259481	vérifiée
7 ^{ème} étage	5928.94	0.0175	1813.77	3.06	0.0186944	vérifiée
8 ^{ème} étage	2701.16	0.01715	925.57	3.06	0.01635625	vérifiée

➤ Pour le bâtiment B :

Tableau 5.18. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X pour le bâtiment B.

Sens X-X						
Niveau	P _K (KN)	Δ _k (m)	V _K (KN)	h _k (m)	θ _k	Observation
RDC	30991.63	0.01785	4803.73	5.1	0.02258052	Vérifiée
1 ^{ème} étage	27253.47	0.0203	4665.31	3.06	0.03875394	Vérifiée
2 ^{ème} étage	23682.1	0.02205	4406.04	3.06	0.03873102	Vérifiée
3 ^{ème} étage	20115.8	0.02135	4052.67	3.06	0.0346316	Vérifiée
4 ^{ème} étage	16549.51	0.02065	3611.43	3.06	0.03092463	Vérifiée
5 ^{ème} étage	12983.06	0.01925	3085.65	3.06	0.02646913	Vérifiée
6 ^{ème} étage	9408.99	0.0175	2453.12	3.06	0.02193516	Vérifiée
7 ^{ème} étage	5828.07	0.0161	1689.07	3.06	0.01815439	Vérifiée
8 ^{ème} étage	2627.78	0	849.57	3.06	0	Vérifiée

Tableau 5.19. Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y pour le bâtiment B.

Sens Y-Y						
Niveau	P _K (KN)	Δ _k (m)	V _K (KN)	h _k (m)	θ _k	Observation
RDC	30991.63	0.0133	4729.86	5.1	0.01708746	Vérifiée
1 ^{ème} étage	27253.47	0.01715	4593.11	3.06	0.03325505	Vérifiée
2 ^{ème} étage	23682.1	0.02065	4340.12	3.06	0.03682282	Vérifiée
3 ^{ème} étage	20115.8	0.0224	3996.51	3.06	0.03684538	Vérifiée
4 ^{ème} étage	16549.51	0.0224	3568.44	3.06	0.0339495	Vérifiée
5 ^{ème} étage	12983.06	0.0217	3058.81	3.06	0.03009975	Vérifiée
6 ^{ème} étage	9408.99	0.02065	2443.45	3.06	0.02598592	Vérifiée
7 ^{ème} étage	5828.07	0.01855	1694.38	3.06	0.02085146	Vérifiée
8 ^{ème} étage	2627.78	0.01785	859.62	3.06	0.01783197	Vérifiée

Commentaire

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieurs à 0,1 donc l'effet de 2^{ème} ordre (effet P-delta) peut être négligé.

5.15. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur : (RPA99vr 2003 Article 4.2.5)

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

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

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

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

T : est la période fondamentale de la structure.

La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas **0.25 V**.

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

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

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

Avec : F_i : force horizontale revenant au niveau i .

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : niveau du plancher quelconque.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i, W_j : Poids revenant aux planchers i, j .

Dans ce cas $T = 0.537$ et $T = 0.634 < 0.7s$ donc $F_t = 0 \rightarrow F_i = \frac{V.W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$

➤ Pour le bâtiment A

Tableau 5.20. Effort tranchant et moment de renversement « bâtiment A » selon le sens X-X.

Niveau	Hi(m)	W(KN)	V _x (KN)	Hi.W	Hi.W.V _x	Fi(KN)	Fi.di
8	29.58	2701.16	4695.94	79900.3128	375207075	683.30254	20212.0891
7	26.52	3227.78	4695.94	85600.7256	401975871	732.052118	19414.0222
6	26.52	3610.2	4695.94	95742.504	449601054	818.783981	21714.1512
5	23.46	3610.27	4695.94	84696.9342	397731721	724.32295	16992.6164
4	17.34	3605.18	4695.94	62513.8212	293561154	534.614338	9270.21262
3	14.28	3607.57	4695.94	51516.0996	241916513	440.562502	6291.23253
2	11.22	3605.03	4695.94	40448.4366	189943431	345.912532	3881.1386
1	8.16	3605.03	4695.94	29417.0448	138140677	251.57275	2052.83364
RDC	5.1	3778.9	4695.94	19272.39	90501987.1	164.816289	840.563074
		31351.12		549108.269			100668.859

Tableau 5.21. Effort tranchant et moment de renversement « bâtiment A » selon le sens Y-Y.

Niveau	Hi(m)	W(KN)	V _y (KN)	Hi.W	Hi.W.V _y	Fi(KN)	Fi.di
8	29.58	2701.16	4998.64	79900.3128	399392900	727.348179	21514.9591
7	26.52	3227.78	4998.64	85600.7256	427887211	779.240152	20665.4488
6	26.52	3610.2	4998.64	95742.504	478582310	871.562745	23113.844
5	23.46	3610.27	4998.64	84696.9342	423369483	771.012762	18087.9594
4	17.34	3605.18	4998.64	62513.8212	312484087	569.075545	9867.76995
3	14.28	3607.57	4998.64	51516.0996	257510436	468.961133	6696.76499
2	11.22	3605.03	4998.64	40448.4366	202187173	368.210032	4131.31656
1	8.16	3605.03	4998.64	29417.0448	147045217	267.789114	2185.15917
RDC	5.1	3778.9	4998.64	19272.39	96335739.5	175.440337	894.745717
		31351.12		549108.269			107157.968

Chapitre 5 : Etude dynamique

➤ Pour le bâtiment B :

Tableau. 5.22. Effort tranchant et moment de renversement « bâtiment B » selon le sens X-X.

Niveau	Hi(m)	W(KN)	V _x (KN)	Hi.W	Hi.W.V _x	Fi(KN)	Fi.di
8	29.58	2627.78	4803.73	77729.7324	373392647	688.402662	20362.9508
7	26.52	3200.29	4803.73	84871.6908	407700687	751.654433	19933.8756
6	26.52	3580.92	4803.73	94965.9984	456191015	841.053277	22304.7329
5	23.46	3574.07	4803.73	83847.6822	402781626	742.585442	17421.0545
4	17.34	3566.45	4803.73	61842.243	297073438	547.697302	9497.07122
3	14.28	3566.26	4803.73	50926.1928	244635680	451.020808	6440.57714
2	11.22	3566.3	4803.73	40013.886	192215905	354.377467	3976.11518
1	8.16	3571.37	4803.73	29142.3792	139992121	258.095465	2106.05899
RDC	5.1	3738.16	4803.73	19064.616	91581267.8	168.843144	861.100035
		30991.6		542404.421			102903.536

Tableau 5.23. Effort tranchant et moment de renversement « bâtiment B » selon le sens Y-Y.

Niveau	Hi(m)	W(KN)	V _y (KN)	Hi.W	Hi.W.V _y	Fi(KN)	Fi.di
8	29.58	2627.78	4729.86	77729.7324	367650752	677.816659	20049.8168
7	26.52	3200.29	4729.86	84871.6908	401431215	740.095766	19627.3397
6	26.52	3580.92	4729.86	94965.9984	449175877	828.119868	21961.7389
5	23.46	3574.07	4729.86	83847.6822	396587798	731.166235	17153.1599
4	17.34	3566.45	4729.86	61842.243	292505151	539.275014	9351.02874
3	14.28	3566.26	4729.86	50926.1928	240873762	444.085175	6341.5363
2	11.22	3566.3	4729.86	40013.886	189260079	348.92798	3914.97193
1	8.16	3571.37	4729.86	29142.3792	137839374	254.126568	2073.67279
RDC	5.1	3738.16	4729.86	19064.616	90172964.6	166.246736	847.858354
		30991.6		542404.421			101321.123

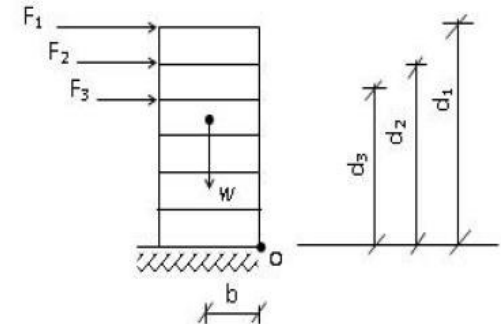
5.16. Vérification de la stabilité au renversement

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$- M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

$$- M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$



VAR	sens	W	b	M _s	M _r	M _s / M _r	Observation
A	X-X	31351.12	12	376213.44	100668.859	3.74	Vérifiée
	Y-Y	31351.12	5.075	159106.934	107157.968	1.48	Non vérifiée
B	X-X	30991.6	12	371899.2	102903.536	3.61	Vérifiée
	Y-Y	30991.6	5.075	157282.37	101321.123	1.56	Vérifiée

Commentaire

Pour le bâtiment A, on remarque que la stabilité au renversement n'est pas vérifiée pour le sens Y-Y , donc le bâtiment peut être renverser en cas de séisme selon le sens Y-Y. Par contre, le bâtiment B est stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$).

5.17. Justification de la largeur du joint sismique

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{\min} satisfait la condition suivante :

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

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs

On a : $\delta_1 = 53\text{mm}$ $\delta_2 = 48,3\text{mm}$

Donc : $d_{\min} = 15 + (53 + 48,3) = 116,3\text{mm}$

	d_{\min} existant	Observation
11,63cm	8.5 cm	Epaisseur de joint non vérifié

Commentaire

La condition de joint sismique entre les deux bâtiments n'est pas vérifiée donc ces derniers peuvent subir l'effet de battement en cas d'excitation sismique.

5.18. Optimisation de la disposition des éléments de contreventement

Dans le but d'analyser l'influence du bon emplacement des éléments de contreventement sur le comportement de la structure vis-à-vis de l'action sismique, nous proposons, en cette partie, de procéder à une optimisation de la disposition des éléments de contreventement pour un meilleur comportement dynamique. Pour cela, nous avons opter pour l'emplacement des voiles le plus loin possible du centre de masse en encadrant le bâtiment par des voiles au niveau de sa périphérie sans aucune augmentation des dimensions des poteaux, comme schématisé en figure 5.4

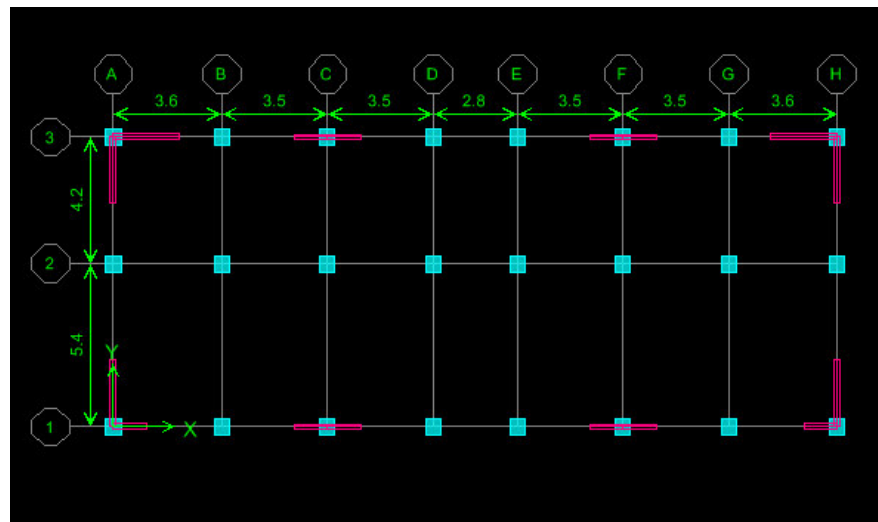
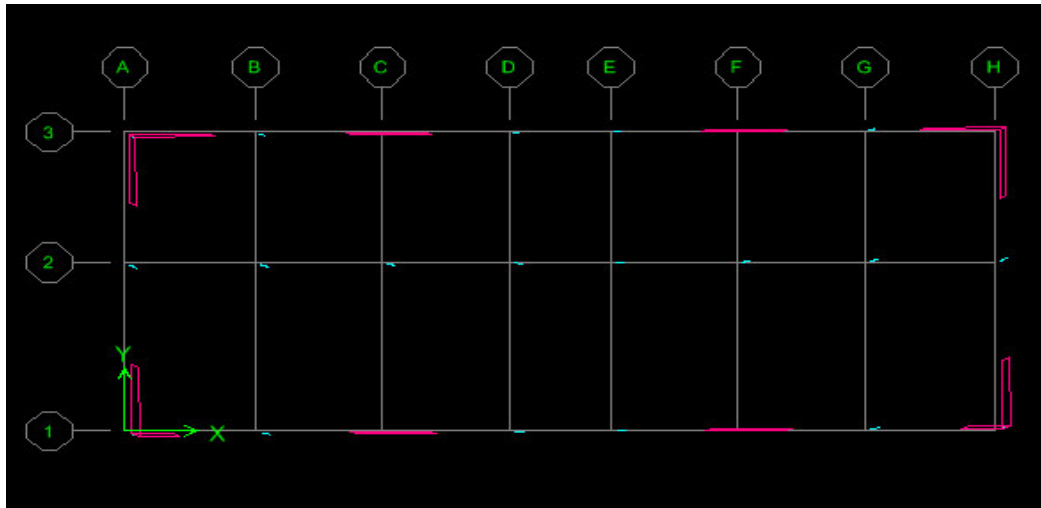


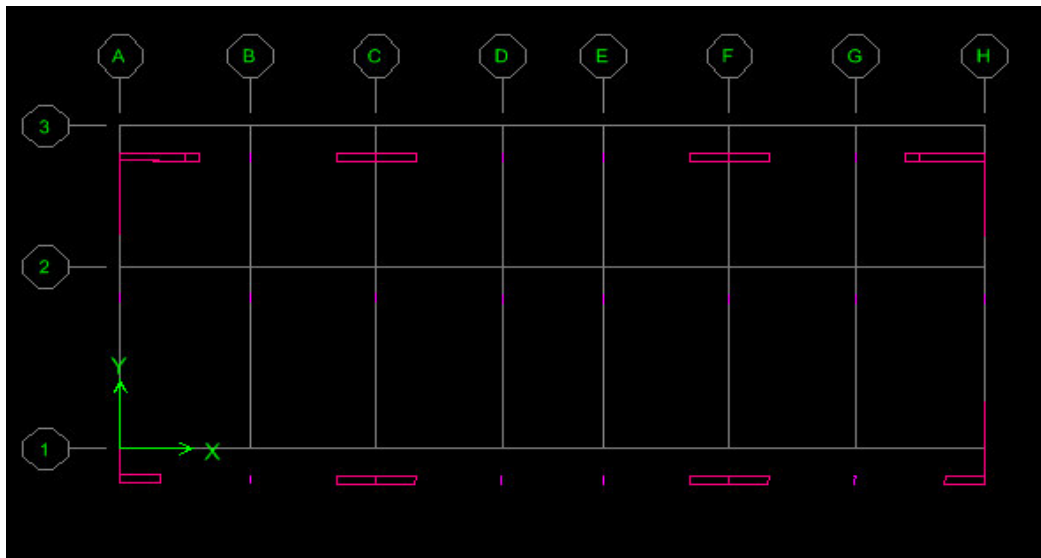
Figure 5.4 vue en plan de la structure proposée

5.18.1. Schémas des trois premiers modes de vibration

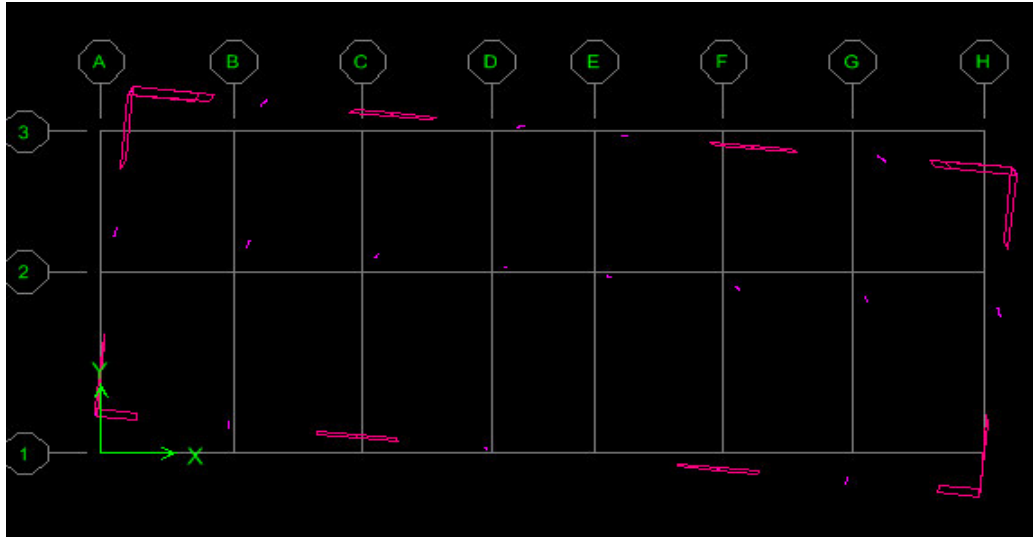
1^{er} mode : c'est un mode de translation de période $T=0.69s$



2^{ème} mode : c'est un mode de translation avec une rotation faible de période $T=0.60s$



3^{eme} mode : c'est un mode de rotation de période $T=0.49s$



L'analyse de la performance de cette disposition de voiles sera étudiée dans la chapitre 7 réservé à la partie push over.

Chapitre 6 :

Calcul et vérification du ferrailage des éléments principaux

6.1. Introduction

Dans cette partie d'étude, nous allons vérifier la quantité d'acier mise en place, pour le ferrailage des éléments porteurs, et sa conformité avec les règlements **CBA 93**, **BAEL** et **RPA 99/Ver2003**.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et efforts tranchants donc elles sont calculées en flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant donc ils seront calculés en flexion composée.
- Les voiles sont sollicitées en flexion composée avec des efforts tranchants

6.2. Ferrailage des Poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) à l'ELU. Mais, les vérifications sont faites à l'E.L.S .

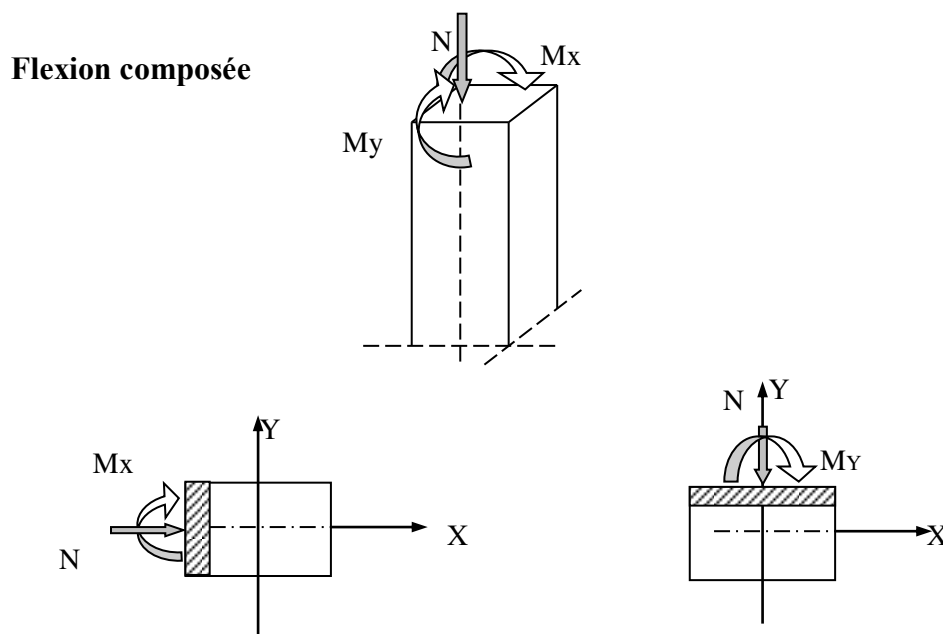


Figure 6.1. Flexion composée

Les calculs sont fait en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant,
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Il y a lieu de dire que chacun des trois cités ci-dessus donne une section d'acier. La section finale choisie sera la valeur maximale correspondant au cas le plus défavorable des trois. Le calcul des armatures est fait pour une situation durable et transitoire et une situation accidentelle selon les hypothèses données ci-dessous.

Situation durable et transitoire :

$$\text{-Béton : } \gamma_b = 1,5 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \quad \theta = 1$$

$$\text{-Acier : } \gamma_s = 1,15 \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Situation accidentelle :

$$\text{-Béton : } \gamma_b = 1,15 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_{bu} = 21,74 \text{ MPa} \quad \theta = 0,85$$

$$\text{-Acier : } \gamma_s = 1 \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

6.2.1 Les combinaisons d'action

Pour la détermination des sollicitations, on utilise les combinaisons suivantes :

a) Selon BAEL 91 : (Situation durable)

Pour l'état limite ultime (E.L.U) **1.35 G + 1.5 Q**

Pour l'état limite de service (E.L.S)..... **G + Q**

b) Selon RPA99vr2003 : (Situation accidentelle)

G + Q ± E

0.8G ± E

Après avoir déterminé les sollicitations, on calcule les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de l'ouvrage.

- ✓ Les sollicitations de calcul sont obtenues par utilisation du logiciel ETABS
- ✓ Les armatures sont déterminées manuellement pour un élément qui constitue l'exemple de calcul manuel. Le ferrailage des autres éléments est obtenu par utilisation du programme de calcul de ferrailage SOCOTEC.
- ✓ Les éléments sont regroupés par zone comme suit :
 - **Zone 1** : RDC : poteaux (45x55).
 - **Zone 2** : de 1^{er} étage jusqu'à 8^{ème} étage : poteaux (40x50).
 - **Zone 3** : 9^{ème} étage : Poteaux (30x40)

6.2.2. Calcul les armatures longitudinales

1) A partir de RPA99vr 2003 : (Article 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

* leur pourcentage minimal sera de :

0,7% en zone I

0,8% en zone II

0,9% en zone III

* Leur pourcentage maximal sera de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

* Le diamètre minimum est de 12mm

* La longueur minimale des recouvrements est de:

40 ϕ en zone I et II

50 ϕ en zone III

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

25 cm en zone I et II

20 cm en zone III

* Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

* La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure

* $h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm})$

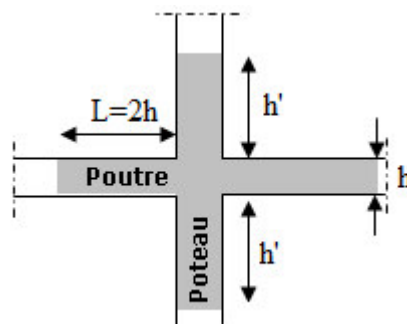


Figure 6.2. Zone nodale

Pour la zone III :

Tableau 6.1. La section des armatures selon RPA99vr 2003.

Poteau	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
		En zone courante	En zone de recouvrement
(45 x 55)	2227	99	148.5
(40 x 50)	18	80	120
(30 x 40)	10.8	48	72

2) Ferrailage minimum d'après le CBA93

Condition de non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, on doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0.23b.d \frac{f_{r28}}{f_e}$$

3) Recommandations du «BAEL91»

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b × h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

Tableau 6.2 La section des armatures selon BAEL et CBA93.

Etage	Poteau	A _{min} BAEL (cm ²)	A _{max} (cm ²) BAEL	A _{min} CBA93 (cm ²)
RDC	(45 x 55)	4.95	123.75	2.68
De 1 ^{er} à 8 ^{ème}	(40 x 50)	4	100	2.17
9 ^{ème} étage	(30 x 40)	4	60	1.3

6.2.3. Exemple de calcul

Soit un poteau de ZONE (45x55) cm² (Situation durable) :

C=C'=3cm.

L=3.06m.

$f_{bu} = 14.2\text{Mpa}$.

$M_{\max} = 16.999\text{KN.m}$

$N_{\text{corr}} = 1462.59\text{KN}$

La position du centre de pression est :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{16.999}{1462.59} = 0.012$$

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.012 + \left(0.53 - \frac{0.55}{2}\right) = 0.267 \text{ m}$$

e_A : Distance entre centre de pression et le centre de gravité de la section des armatures,

$$M_A = N \times e_A = 390.51 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = \frac{0.8h}{d} \left(1 - \frac{0.4h}{d}\right) = 0.49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{bd^2 f_{bu}} = \frac{390.51 \times 10^{-3}}{0.45 \times 0.52^2 \times 14.2} = 0.226$$

$\mu_{bu} < \mu_{bc} \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée**

Le calcul est effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_A puis sera ramené en flexion composée.

- **Calcul des aciers en flexion simple :**

Moment réduite limite μ_{lu} :

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16.999}{8.89} = 1.912$$

$$\mu_{lu} = 0.475$$

$$\mu_{bu} = 0.226 < \mu_{lu} = 0.475 \text{ Donc la section } A' = 0 \text{ (pas d'armature comprimé)}$$

Car : $\mu_{bu} = 0.226 < \mu_{lu} = 0.475$ On utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d \left(1 - 0.6\mu_{bu}\right) = 0.52 \left(1 - 0.6 \times 0.226\right) = 0.449 \text{ m} = 44.9 \text{ cm}$$

$$A_u = M_u / (Z_b \cdot f_{cd}) = 16.999 \times 10^{-3} / (0.449 \times 348) = 1.08 \text{ cm}^2$$

Chapitre 6 : Calcul et vérification des éléments principaux

Les résultats trouvés pour les autres cas sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ Pour le bâtiment A :

Tableau 6.3. Calcul de ferrailage (N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$).

Niveau	Section	Combinaison	N_{\max}	$M_{x\text{cor}}$	$M_{y\text{cor}}$	$A_{\text{cal}} \text{ cm}^2$ selon M_x	$A_{\text{cal}} \text{ cm}^2$ selon M_y
RDC	45 x 55	Durable	2010.57	2.389	0.828	0	0
		Accidentelle	2935.02	103.174	0.91	4.4	0
De 1 ^{ère} à 7 ^{ème} étage	40 x 50	Durable	1761.9	23.022	4.953	0	0
		Accidentelle	2450.47	144.386	6.153	3,31	0
8 ^{ème} étage	30 x 40	Durable	204.23	18.496	2.433	0	0
		Accidentelle	163.56	12.116	56.12	0	0

Tableau 6.4. Calcul de ferrailage (N_{\min} , M_{corres}).

Niveau	Section	Combinaison	N_{\min}	$M_{x\text{cor}}$	$M_{y\text{cor}}$	$A_{\text{cal}} \text{ cm}^2$ selon M_x	$A_{\text{cal}} \text{ cm}^2$ selon M_y
RDC	45x 55	Durable	393.71	0.544	0.104	0	0
		Accidentelle	24.19	7.877	9.68	0.08	0.20
De 1 ^{ère} à 7 ^{ème} étage	40 x 50	Durable	0.29	2.789	17.84	0.19	1.25
		Accidentelle	13.59	16.641	0.672	0.94	0
8 ^{ème} étage	30 x 40	Durable	0.64	11.459	6.614	0.78	0.45
		Accidentelle	0.33	0.708	1.105	0.04	0.07

Tableau 6.5. Calcul de ferrailage (M_{max} , $N_{correspond}$).

Niveau	Section	Combinaison	M_{xmax}	N_{corrsp}	M_{ymax}	N_{corrsp}	A_{calcm^2} selon M_x	A_{calcm^2} selon M_y
RDC	45 x 55	Durable	16.996	1462.59	9.036	1076.76	0	0
		Accidentelle	103.848	2600.87	87.192	468.51	0.19	0
De 1^{ere} à 7^{eme} étage	40 x 50	Durable	61.676	207.57	53.943	204.15	1.05	0.51
		Accidentelle	150,36	2178.61	125,43	183.13	2.96	5.02
8^{eme} étage	30 x 40	Durable	41.385	104.8	29.651	91.47	2.12	1.18
		Accidentelle	86.256	66.94	59.528	150,85	7.24	6.40

➤ **Pour le bâtiment B :**

Tableau 6.6 .Calcul de ferrailage (N_{max} ; $M_{correspondant}$).

Niveau	Section	Combinaison	N_{max}	M_{xcor}	M_{ycor}	A_{calcm^2} selon M_x	A_{calcm^2} selon M_y
RDC	45 x 55	Durable	2123.46	7.013	0.82	0	0
		Accidentelle	2835.67	82.55	1.188	2.34	0.16
De 1^{ere} à 7^{eme} étage	40 x 50	Durable	1873.63	18.942	3.453	0	0
		Accidentelle	2822.33	214.223	5.607	17.55	0.3
8^{eme} étage	30 x 40	Durable	184.9	6.514	7.054	0	0
		Accidentelle	170.87	41.43	9.367	1.09	0

Tableau 6.7.calcul de ferrailage ($N_{min}, M_{correspond}$).

Niveau	Section	Combinaison	N_{min}	M_{xcor}	M_{ycor}	A_{calcm^2} selon M_x	A_{calcm^2} selon M_y
RDC	45 x 55	Durable	411.55	0.52	0.101	0	0
		Accidentelle	5.54	10.255	38.692	0.55	2.38
De 1 ^{ere} à 7 ^{eme} étage	40 x 50	Durable	36.51	17.62	10.072	0.61	0.08
		Accidentelle	0.3	12.93	117.671	0.92	8.68
8 ^{eme} étage	30 x 40	Durable	15.09	0.181	0.266	0	0
		Accidentelle	0.37	12.035	5.932	1.07	0.52

Tableau 6.8.calcul de ferrailage ($M_{max}, N_{correspond}$).

Niveau	Section	Combinaison	M_{xmax}	N_{corrsp}	M_{ymax}	N_{corrsp}	A_{calcm^2} selon M_x	A_{calcm^2} selon M_y
RDC	45x 55	Durable	15.309	1693.59	8.204	1082.5	0	0
		Accidentelle	107.817	3121.67	78.879	1045.7	8.10	0
De 1 ^{ere} à 7 ^{eme} étage	40 x 50	Durable	62.927	243.68	45.179	206.08	0.57	0
		Accidentelle	145,55	2331.22	123,488	290.9	15.54	12.86
8 ^{eme} étage	30 x 40	Durable	28.72	141.08	25.427	92.17	0.22	0.76
		Accidentelle	93.599	108.65	77.647	69.03	7.63	6.42

6.2.3.1.Vérification des armatures des poteaux

Tableau 6.9. Choix des armatures longitudinal.

Niveau	Section	$A_{existant}$	$A_{calculé}$	Observation
RDC (Bâtiment A)	45x 55	21.54	22.27	insuffisant
RDC (Bâtiment B)	45x 55	21.54	22.27	insuffisant

6.2.4. Calcul d'armature transversale

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales.

a) Selon BAEL 91

- Le diamètre des armatures transversales au moins égale à : $\frac{1}{3} \phi_l$.
- Leur espacement est plus au égale à : $\{15\phi_l, a + 10cm, 40cm\}$.

b) Selon RPA 99vr 2003 (Art 7.4.2.2) :

les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale :

$\rho_a = 2.5$ si l'élancement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3.75$ si l'élancement géométrique $\lambda_g < 5$.

t : est l'espacement des armatures transversales. Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

* dans la zone nodale :

$t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15cm)$ en zone I et II

$t \leq 10 \text{ cm.}$ en zone III

* dans la zone courante :

$t \leq 15 \phi_l$ en zone I et II

$t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \phi_l)$ en zone III

Où ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'**armatures transversales minimale** $\frac{A}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,3\%$

Si $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\%$

Si $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau est donnée par la formule suivante :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et **l_f** longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 \varnothing_t minimum.

6.2.5. Exemple de calcul

1) Pour les poteaux de section (45x55) :

Selon BAEL :

$$\varnothing_t \geq (1/3) \varnothing_l \longrightarrow \varnothing_t \geq 14/3 = 4.67 \text{ mm}$$

$$S_t \leq \min (15\varnothing_l , a+10\text{cm} , 40\text{cm}) \longrightarrow S_t \leq 21\text{cm}$$

Selon RPA99vr 2003:

a) Zone nodale :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = (3.06 \times 0.7) / 0.55 = 3.89 < 5 \quad \text{Donc} \quad \rho_a = 3.75$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = (3.06 \times 0.7) / 0.45 = 4.77 < 5 \quad \text{Donc} \quad \rho_a = 3.75$$

t = 10cm. (Zone III)

$$V_u = 31.42 \text{ KN}$$

$$A_t = \frac{3.75 \times 31.42 \times 0.10}{0.55 \times 400} = 0.54 \text{ cm}^2$$

Avec des barres : **6T8 = 3.01cm²**

$$3 < \lambda_g = 3.89 < 5 \longrightarrow \text{vérifie que : } A_t / t.b_1 > 0.36\%$$

$$A_t / t.b_1 = 3.01 / (10 \times 55) = 0.54 \% > 0.36\% \longrightarrow \text{C.V}$$

$$A_t / t.b_1 = 3.01 / (10 \times 45) = 0.66 \% > 0.36\% \longrightarrow \text{C.V}$$

b) Zone courante :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = 3.89 < 5 \quad \text{Donc} \quad \rho_a = 3.75$$

$$V_u = 31.42 \text{ KN}$$

$$t \leq 20 \text{ cm. (Zone III) prend : } t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{3.75 \times 31.42 \times 0.15}{0.55 \times 400} \times 10 = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Ferrailage existant : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$3 < \lambda_g = 3.89 < 5 \quad \longrightarrow \text{vérifie que : } A_t / t.b_1 > 0.36\%$$

$$A_t / t.b_1 = 2.01 / (15 \times 55) = 0.24 \% > 0.36\% \quad \longrightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t = 8 \text{ cm}$.

6.2.6. Vérification de ferrailage transversal

Tableau 6.10. Vérification de Ferrailage transversal pour les poteaux.

Zone	Section (cm ²)	A _t Zone courante (cm ²)	A _t existant (cm ²)	A _t (cm) Zone nodale	A _t existant (cm ²)	Observation
Zone 1	45 x 55	0.8	3.01	0.54	3.01	Suffisant

6.2.7. Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art 7-4-3-1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}$$

6.2.8. Vérification de la contrainte de cisaillement (RPA99vr 2003 Art 7.4.3.2)

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

Pour les poteaux (45 x 55) et (40 x 50) :

$$\tau_u < \tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} = 1.875 \text{ MPa} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 \dots \text{si} \dots \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \dots \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 6.11. Vérification de Ferrailage transversal pour les poteaux.

Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	λ _g	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu}	Vérification
45 x 55	31.42	0.21	4.76	1.00	3.33	C.V
40 x 50	134.9	0.59	5.355	1.875	3.33	C.V
30 x 40	60.98	0.63	6.12	1.875	3.33	C.V

6.2.9. Vérification de l'effort normale ultime

Selon le **CBA93 (art.8.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis l'état limite de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité .donc il faut vérifier :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] > N_{\max}$$

Avec :

α : Coefficient en fonction de l'elancement λ.

B_r : section réduit du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

N_{max}=2828.28KN

- Calcul de α :**

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)} & \dots \dots \dots \lambda \leq 50 \\ \frac{1500}{\lambda} & \dots \dots \dots 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{Avec} \quad i = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad I = 0.00555 \text{ m}^4 \quad A = 0.0.2475 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{0.005555}{0.22}} = 0.17$$

$$\lambda = 12.6 \leq 50$$

$$\alpha = 0.79$$

- Calcul de B_r :**

$$B_r = [(55-2) \times (45-2)] = 2279 \text{ cm}^2 = 0.2279 \text{ m}^2$$

• Calcul de N_u :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.79 \left[\frac{0.2279 \cdot 25}{0.9 \times 1.5} + 21.54 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right] = 3.926 \text{ MN} = 3926 \text{ KN}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.12. Vérification de l'effort normal ultime.

Section	λ	Br (m ²)	α	A (cm ²)	N_u (KN)	N_{\max} (KN)	Observation
45 x 55	12.6	0.2279	0.79	21.54	3926	2828.28	Vérifiée

6.2.10. Vérification au flambement

La vérification au flambement se fait pour le poteau le plus sollicité (45x55) :

$$N_{\max} = 2828.28 \text{ KN.} \quad \text{et} \quad \lambda = 12.6$$

On vérifie que :

$$B_r \geq \frac{N_{\max}}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \gamma_s} \right]} = \frac{2828.28 \times 10^{-3}}{0.79 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.162 \text{ m}^2$$

Nous avons :

$$B_r = 0.2279 \text{ m}^2 \geq 0.162 \text{ m}^2 \quad \dots \text{Condition Non Vérifiée}$$

6.2.11. Vérification des contraintes

Nous sommes en cas de fissuration peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton dans le cas le plus défavorable :

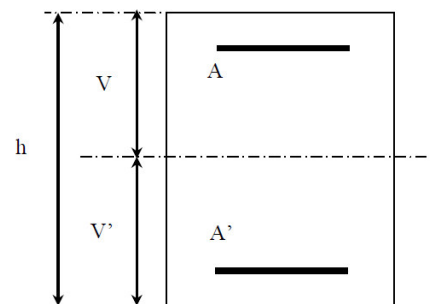
On vérifie que :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{avec} \quad \sigma_b = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \quad \text{section homogène}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15A(d-v)^2 + 15A'(v-d')^2$$

$$v = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(Ad + A'd')}{bh + 15(A + A')} \quad \text{et} \quad v' = h - v ; d = 0.9h$$



$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_2 = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v' \leq \bar{\sigma}_b \end{array} \right.$$

Les résultats de vérification des contraintes à l'ELS, sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 6.13. Vérification des contraintes

Section (cm ²)	N _{ser} (KN)	M _{serY} (KN)	M _{serZ} (KN)	V	V'	σ_{b1} (Mpa)	σ_{b2} (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
(45x55)	-1713.08	-5.329	0.535	0.3	0.25	7.02	6.81	15	vérifié

6.3. Ferrailage des poutres

Les combinaisons à prendre en considération pour le ferrailage de poutres sont :

A L'Etat limite ultime:

Situation durable et transitoire : **1.35 G + 1.5 Q**

Situation accidentelle : **G + Q ± E , 0.8 ± E**

A L'Etat limite de service : G + Q

La section d'armature est obtenue par : **A = max (A_u, A_{CNF}, A_{RPA})**

Avec :

A_u : section d'armature calculée en flexion simple selon l'organigramme de calcul donné dans l'annexe 1

A_{CNF} : section d'armature calculée à partir de la condition de non fragilité

A_{RPA} : section d'armature imposée par l'RPA99Version2003

Condition de non fragilité :

Dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple, on doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0,23b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

6.3.1. Recommandation du RPA 99 vr2003 (Art : 7. 5. 2)

6.3.1.1 Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute la section $\Rightarrow A_{\min} = 0.5\% b h$
- le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\begin{aligned} 4\% \Rightarrow A_{\max} &= \begin{cases} 4\% b h & \dots\dots\dots \text{en zone courante.} \\ 6\% b h & \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.} \end{cases} \end{aligned}$$

- La longueur minimale de recouvrement est de **50Φ** 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°**.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2 U** superposés formant un rectangle ou un carré.

6.3.1.2. Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 . S_t . b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l\right) & \dots\dots\dots \text{Dans la zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \dots\dots\dots \text{En dehors de la zone nodale.} \end{cases}$$

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

6.3.2. Exemple de calcul

Les poutres travaillent à la flexion simple sous le moment fléchissant. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

6.3.2.1. Calcul des armatures longitudinales

➤ Poutres principales

On va prendre comme exemple de calcul une poutre de **RDC**.

Ferraillage sous la combinaison 1.35G+1.5Q :

1) Ferraillage en travée :

$$\frac{L}{4} = \frac{5.4}{4} = 1.35 \text{ m}$$

$$M_{u\max} = 47.545 \text{ KN.m} ; M_{s\max} = 34.489 \text{ KN.m}$$

$$\theta = 1 ; \gamma_b = 1.5 ; \gamma_s = 1.15 ; f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_e = 400 \text{ Mpa}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{47.545}{0.3 \times 0.405^2 \times 14.16} \times 10^{-3} = 0.07$$

$$10^4 \mu_{lu} = [3440 \cdot \gamma + 49 f_{c28} - 3050]$$

$$\gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{47.545}{34.489} = 1.38$$

$$\mu_{lu} = 0.29$$

$$\mu_{bu} = 0.07 < \mu_{lu} = 0.29 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.09 < 0.275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 0.405 [1 - (0.6 \times 0.07)] = 0.38 \text{ m}$$

$$A = \frac{Mu}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{47.545}{0.38 \times 348} 10^{-3} = 3.595 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A = 3.595 \text{ cm}^2$$

2) ferraillage au niveau des appuis

$$\theta = 0.85 ; \gamma_b = 1.15 ; \gamma_s = 1$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 21.74 \text{ MPa} \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

a) armatures supérieures :

$$M_{u\max} = -107.712 \text{ KN.m} ; M_{s\max} = -52.104 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{95.295}{0.30 \times 0.39^2 \times 21.74} 10^{-3} = 0.096$$

$$10^4 \mu_{lu} = [3440 \cdot \gamma + 49 f_{c28} - 3050]$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_s} = \frac{95.295}{62.939} = 1.51$$

$$\mu_{lu} = 0.337$$

$$\mu_{bu} = 0.096 < \mu_{lu} = 0.337 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.096 < 0.275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 0.39 [1 - 0.6 \times 0.096] = 0.37 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_U}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{95.295}{0.37 \times 348} 10^{-3} = 0.00074 \text{ m}^2 \Rightarrow A = 7.4 \text{ cm}^2$$

b) armatures inférieures :

$$M_{u\max} = 28.181 \text{ KN.m} ; \quad M_{s\max} = 9.974 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{28.181}{0.30 \times 0.39^2 \times 21.74} 10^{-3} = 0.028$$

$$10^4 \mu_{lu} = [3440 \cdot \gamma + 49 f_{c28} - 3050]$$

$$\gamma = \frac{Mu}{M_s} = \frac{28.181}{9.974} = 2.83$$

$$\mu_{lu} = 0.791$$

$$\mu_{bu} = 0.028 < \mu_{lu} = 0.79 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.028 < 0.275 \Rightarrow \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6 \mu_{bu}] = 0.39 [1 - 0.6 \times 0.028] = 0.38 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_U}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{28.181}{0.38 \times 348} 10^{-3} = 0.000213 \text{ m}^2 \Rightarrow A = 2.13 \text{ cm}^2$$

3) Pourcentage exigé par RPA99/version 2003

a) Poutres principales :

$$A_s \text{ RPA}_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_s \text{ RPA}_{\max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_s \text{ RPA}_{\max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

b) Poutres secondaires :

$$A_s \text{ RPA}_{\min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_s \text{ RPA}_{\max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_s \text{ RPA}_{\max} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

4) condition de non fragilité : (BAEL91)

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 1.46 \text{ cm}^2 < A = 4.62 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Chapitre 6 : Calcul et vérification des éléments principaux

Les résultats du ferrailage longitudinal sont résumés dans les tableaux suivants :

On a utilisé le logiciel de calcul (**SOCOTEC**), pour le calcul des différentes sections de ferrailage.

6.3.3. Ferrailage des poutres principales

➤ Bâtiment A :

a) Les poutres de longueur $L = 5.4$ m :

Tableau 6.14. Ferrailage des poutres principales de longueur $L = 5.4$ m (Batiment A).

Niveau	M (KN.m)			A _{Scalculé} (cm ²)	As existant	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	Observation
RDC	Sur appuis	Sup	-104.964	7.79	4.62 cm ²	6.75	54	Non vérifié
		Inf	42.367	2.99	4.62 cm ²			Non vérifié
	En travée		48.372	3.43	9.23 cm ²	6.75	54	Vérifié
1^{er} étage	Sur appuis	Sup	-135.21	10.32	6.03 cm ²	6.75	54	Non vérifié
		Inf	60.99	4.37	6.03 cm ²			Non vérifié
	En travée		47.558	3.37	12.06 cm ²	6.75	54	Vérifié
2^{eme} étage	Sur appuis	Sup	-146.74	11.33	6.03 cm ²	6.75	54	Non vérifié
		Inf	72.423	5.23	6.03 cm ²			Non vérifié
	En travée		47.712	3.38	12.06 cm ²	6.75	54	Vérifié
3^{eme} étage	Sur appuis	Sup	-152.30	11.83	6.03 cm ²	6.75	54	Non vérifié
		Inf	78.784	5.72	6.03 cm ²			Non vérifié
	En travée		47.719	3.34	12.06 cm ²	6.75	54	Vérifié
4^{eme} étage	Sur appuis	Sup	-152.43	11.84	6.03 cm ²	6.75	54	Non vérifié
		Inf	79.508	5.78	6.03 cm ²			Non vérifié
	En travée		47.741	3.38	12.06 cm ²	6.75	54	Vérifié
5^{eme} étage	Sur appuis	Sup	-149.29	11.56	6.03 cm ²	6.75	54	Non vérifié
		Inf	76.299	5.53	6.03 cm ²			Non vérifié
	En travée		47.842	3.39	12.06 cm ²	6.75	54	Vérifié
6^{eme} étage	Sur appuis	Sup	-145.11	11.19	6.03 cm ²	6.75	54	Non vérifié
		Inf	70.96	5.12	6.03 cm ²			Non vérifié
	En travée		47.405	3.36	12.06 cm ²	6.75	54	Vérifié
7^{eme} étage	Sur appuis	Sup	-133.79	10.2	6.03 cm ²	6.75	54	Non vérifié
		Inf	64.052	4.6	6.03 cm ²			Non vérifié
	En travée		49.157	3.49	12.06 cm ²	6.75	54	Vérifié
8^{eme} étage	Sur appuis	Sup	-98.725	7.29	6.03cm ²	6.75	54	Non vérifié
		Inf	46.481	3.29	6.03cm ²			Non vérifié
	En travée		60.552	4.33	12.06cm ²	6.75	54	Vérifié

Chapitre 6 : Calcul et vérification des éléments principaux

➤ Bâtiment B :

Tableau 6.15. Ferrailage des poutres principales de longueur L = 5.4 m. (Bâtiment B).

Niveau	M (KN.m)			As calculé (cm ²)	As existant	Amin (cm ²)	Amax (cm ²)	Observation
RDC	Sur appuis	Sup	-118.27	8.89	4.62	6.75	54	Non vérifié
		Inf	48.935	3.47	4.62			Non vérifié
	En travée		53.125	3.78	9.23	6.75	54	Vérifié
1 ^{er} étage	Sur appuis	Sup	-	11.96	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	153.793	5.53	6.03			Non vérifié
	En travée		47.273	3.35	12.06	6.75	54	Vérifié
2 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	-	13.3	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	168.412	6.62	6.03			Non vérifié
	En travée		47.143	3.34	12.06		54	Vérifié
3 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	-	13.94	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	175.197	7.08	6.03			Non vérifié
	En travée		47.054	3.33	12.06		54	Vérifié
4 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	-	13.95	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	175.286	7.01	6.03			Non vérifié
	En travée		46.912	3.32	12.06		54	Vérifié
5 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	-	13.53	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	170.884	6.59	6.03			Non vérifié
	En travée		47.459	3.36	12.06		54	Vérifié
6 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	-	12.93	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	164.432	5.96	6.03			Non vérifié
	En travée		46.451	3.29	12.06		54	Vérifié
7 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	-	12	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	154.258	5.47	6.03			Non vérifié
	En travée		53.074	3.78	12.06		54	Vérifié
8 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	-99.859	7.38	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	47.055	3.33	6.03			Non vérifié
	En travée		31.582	2.21	12.06	6.75	54	Vérifié

Chapitre 6 : Calcul et vérification des éléments principaux

6.3.4. Ferrailage des poutres secondaires

a) les poutres de longueur $L = 3.6\text{m}$

➤ Bâtiment A

Tableau 6.16. Ferrailage des poutres secondaires de longueur $L = 3.6\text{m}$ (Bâtiment A)

Niveau	M (KN.m)			A _{Scalculé} (cm ²)	As existant	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	observation
RDC	Sur appuis	Sup	-65.716	6.45	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	47.929	4.58	6.03			Non vérifié
	En travée		8.983	0.82	9.23	6.75	54	verifié
1 ^{er} étage	Sur appuis	Sup	- 71.046	7.03	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	54.374	5.25	6.03			Non vérifié
	En travée		6.375	0.58	9.23	9.23cm ²	54	verifié
2 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	- 76.762	7.67	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	59.509	5.79	6.03			Non vérifié
	En travée		8.149	0.74	9.23	9.23cm ²	54	verifié
3 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	- 76.644	7.66	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	57.869	5.61	6.03			Non vérifié
	En travée		9.677	0.88	9.23	6.75	54	Verifié
4 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	- 76.029	7.59	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	57.695	5.6	6.03			Non vérifié
	En travée		11.44	1.04	9.23	6.75	54	Verifié
5 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	- 72.766	7.22	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	53.668	5.17	6.03			Non vérifié
	En travée		12.929	1.18	9.23	6.75	54	Verifié
6 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	- 68.723	6.78	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	51.052	4.9	6.03			Non vérifié
	En travée		14.847	1.34	9.23	6.75	54	Verifié
7 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	- 70.447	6.97	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	42.677	4.05	6.03			Non vérifié
	En travée		13.835	1.26	9.23	6.75	54	Verifié
8 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	- 42.586	4.04	4.62	6.75	54	Non vérifié
		Inf	27.983	2.6	4.62			Non vérifié
	En travée		11.775	1.05	12.06	6.75	54	Verifié

Chapitre 6 : Calcul et vérification des éléments principaux

➤ Bâtiment B :

Tableau 6.17. Ferrailage des poutres secondaires de longueur L = 3.6m (Bâtiment B).

Niveau	M (KN.m)			A _{Scalculé} (cm ²)	As existant	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	Observation
RDC	Sur appuis	Sup	- 58.216	5.65	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	41.779	3.96	6.03			Non vérifié
	En travée		9.077	0.82	9.23	6.75	54	Vérifié
1 ^{er} étage	Sur appuis	Sup	- 67.316	6.63	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	42.912	4.07	6.03			Non vérifié
	En travée		7.83	0.71	9.23	9.23cm ²	54	Vérifié
2 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	- 75.631	7.54	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	52.305	5.03	6.03			Non vérifié
	En travée		8.581	0.78	9.23	9.23cm ²	54	vérifié
3 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	- 76.227	7.61	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	51.899	4.99	6.03			Non vérifié
	En travée		9.232	0.84	9.23	6.75	54	vérifié
4 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	- 74.138	7.38	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	48.618	4.65	6.03			Non vérifié
	En travée		10.049	0.91	9.23	6.75	54	vérifié
5 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	-70.71	7	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	45.56	4.34	6.03			Non vérifié
	En travée		10.807	0.98	9.23	6.75	54	vérifié
6 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	- 65.791	6.46	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	41.704	3.95	6.03			Non vérifié
	En travée		11.383	1.04	9.23	6.75	54	vérifié
7 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	- 61.016	5.95	6.03	6.75	54	Non vérifié
		Inf	38.507	3.63	6.03			Non vérifié
	En travée		12.684	1.16	9.23	6.75	54	vérifié
8 ^{eme} étage	Sur appuis	Sup	- 38.005	3.58	4.62	6.75	54	Non vérifié
		Inf	24.956	2.31	4.62			Non vérifié
	En travée		11.583	1.06	12.06	6.75	54	vérifié

6.3.5. Vérification

6.3.5.1. Vérification des armatures transversales

a) Selon le BAEL91 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e}$

b : largeur de la poutre.

S_t : l'espacement des armatures transversales.

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40 \text{ cm}).$$

les espacements existants : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Donc :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} \Rightarrow A_t \geq 0.60 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.70 \text{ cm}^2$$

Diamètre des armatures d'âme :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\min}\right\} \Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right)$$

On prendre : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

b) Selon le RPA99/version 2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$

L'espacement maximal:

- En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12 \phi_L) = 11.25 \text{ cm}$.
- En zone courante : $S_t \leq h/2 = 22.5 \text{ cm}$.

Tableau 6.18. Espacement des armatures transversales.

S_t calculé	S_t calculé	observation	S_t calculé	S_t calculé	Observation
(zone nodale)			(zone courante)		
11.25	10		22.5	15	
		vérifié			Vérifié

6.3.5.2. Vérification du cisaillement du béton

La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} < \bar{\tau}$

La contrainte tangente admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$) on aura :

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \tau_u < \bar{\tau}_u$$

➤ Pour le bâtiment A :

Tableau 6.19. Vérification du cisaillement du béton pour bâtiment A .

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principale	(45 x 30)	102.51	0.84	3.33	C.V
Poutre secondaire	(35 x 30)	36.27	0.38	3.33	C.V

➤ Pour le bâtiment B :

Tableau 6.20. Vérification du cisaillement du béton pour bâtiment B .

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Poutres principale	(45 x 30)	107.94	0.88	3.33	C.V
Poutre secondaire	(35 x 30)	35.19	0.37	3.33	C.V

6.3.5.3. Vérification des Armature inferieure tendu sur appui

➤ Pour le bâtiment A :

$$A \geq \frac{1.15 \times V_{u\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 102.51}{400} 10^{-3} = 3.10 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2.95 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.79 \text{ cm}^2 > 2.95 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ Pour le bâtiment B :

$$A \geq \frac{1.15 \times V_{u\max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 107.94}{400} 10^{-3} = 3.10 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.10 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.03 \text{ cm}^2 > 3.10 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

6.3.5.4. Influence de l'effort tranchant (BAEL91 art 7-6-3)

a) Vérification de la compression du béton

$$V_{u \max} \leq \bar{V}_u = 0,40 \cdot \frac{0,9 \cdot d \cdot b \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

➤ Pour le bâtiment A :

$$V_{u \max} = 102,51 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = (0,4 \times 0,9 \times 0,45 \times 0,3) 25 \cdot 10^3 / 1,5 = 729 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

➤ Pour le bâtiment B :

$$V_{u \max} = 107,94 \text{ KN} \leq \bar{V}_u = (0,4 \times 0,9 \times 0,35 \times 0,3) 25 \cdot 10^3 / 1,5 = 630 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée}$$

6.3.5.5. Vérification de l'état limite de déformation (la flèche)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les trois conditions sont satisfaites.

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad ; \quad 2) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad ; \quad 3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e}$$

Avec **h** : hauteur de la section.

L : la portée entre nus d'appuis.

M_t : moment maximum en travée

M₀ : moment isostatique.

A_s : section d'armature tendu correspondante.

a) Poutre principale :

$$1- \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{540} = 0,083 > 0,0625 \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$2- \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{F_e} \Rightarrow \frac{12,06}{30 \times 45 \times 0,9} = 0,00992 < 0,0105 \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$3- \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

➤ Pour le bâtiment A :

Avec : $M_t = 60,552 \text{ KN.m}$ et $q_s = 46,27 \text{ KN/ml}$

$$M_0 = q L^2 / 8 = 46,27 \cdot 5,4^2 / 8 = 168,65 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{l} = 0,083 \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = 0,036 \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ Pour le bâtiment B :

Avec : $M_t = 53,125 \text{ KN.m}$ et $q_s = 46,27 \text{ KN/ml}$

$$M_0 = q L^2 / 8 = 46,27 \cdot 5,4^2 / 8 = 168,65 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{l} = 0,083 \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = 0,032 \dots \text{Condition Vérifiée}$$

b) Poutre secondaire :

➤ Pour le bâtiment A :

$$1- \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{360} = 0.097 > 0.0625 \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$2- \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{Fe} \Rightarrow \frac{12.06}{30 \times 35 \times 0.9} = 0.012 < 0.0105 \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$3- \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{Mt}{M_0}$$

Avec : $M_t = 33.61 \text{ KN.m}$ et $q_s = 30.43 \text{ KN/ml}$

$$M_0 = q L^2 / 8 = 30.43 \times 3.85^2 / 8 = 56.38 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{l} = 0.123 \geq \frac{1}{10} \frac{Mt}{M_0} = 0.0596 \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

➤ Pour le bâtiment B :

$$1- \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{285} = 0.123 > 0.0625 \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$2- \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{Fe} \Rightarrow \frac{9.42}{30 \times 39} = 0.00805 < 0.0105 \dots \text{Condition Vérifiée.}$$

$$3- \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{Mt}{M_0}$$

Avec : $M_t = 33.61 \text{ KN.m}$ et $q_s = 30.43 \text{ KN/ml}$

$$M_0 = q L^2 / 8 = 30.43 \times 3.85^2 / 8 = 56.38 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h}{l} = 0.123 \geq \frac{1}{10} \frac{Mt}{M_0} = 0.0596 \dots \text{Condition Vérifiée}$$

6.3.5.6. Vérification des contraintes à l'ELS

La vérification des poutres à l'ELS est effectuée comme suit :

a) Calcul de la position de l'axe neutre :

$$b \times \frac{y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15(A_s \times d + A'_s \times d') = 0$$

b) Calcul du moment d'inertie :

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15. [A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

Où : A_s : section d'armatures tendues.

A'_s : section d'armatures comprimées.

n : 15 coefficients d'équivalence.

c) Vérification des contraintes :

Il faut que les contraintes compression du béton vérifiées :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ Mpa}; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Chapitre 6 : Calcul et vérification des éléments principaux

Les résultats de calculs sont indiqués dans les tableaux suivants :

1) Bâtiment A

➤ Poutres principales

$$I = bxh^3 / 12 = 2.27 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Tableau 6.21. Vérification des poutres principales à l'ELS.

Niveau	M _{Ser} (KN.m)		A _s (cm ²)	Y (m)	σ _{bc} (MPa)	σ _b MPa	σ _{bc} ≤ σ _{bc}
RDC	Sur appuis	52.398	4.62	0.161	3.71	15	vérifiée
	En travée	35.118	9.23	0.152	2.35	15	vérifiée
1^{er} étage	Sur appuis	58.073	6.03	0.129	3.30	15	vérifiée
	En travée	34.523	12.06	0.169	2.57	15	vérifiée
2^{eme} étage	Sur appuis	61.604	6.03	0.129	3.50	15	vérifiée
	En travée	34.656	12.06	0.169	2.58	15	vérifiée
3^{eme} étage	Sur appuis	64.331	6.03	0.129	3.65	15	vérifiée
	En travée	34.67	12.06	0.169	2.60	15	vérifiée
4^{eme} étage	Sur appuis	71.509	6.03	0.129	4.06	15	vérifiée
	En travée	38.071	12.06	0.169	2.83	15	vérifiée
5^{eme} étage	Sur appuis	78.27	6.03	0.129	4.45	15	vérifiée
	En travée	39.07	12.06	0.169	2.91	15	vérifiée
6^{eme} étage	Sur appuis	68.312	6.03	0.129	3.88	15	vérifiée
	En travée	36.075	12.06	0.169	2.69	15	vérifiée
7^{eme} étage	Sur appuis	82.778	6.03	0.129	4.70	15	vérifiée
	En travée	38.594	12.06	0.169	2.87	15	vérifiée
8^{eme} étage	Sur appuis	70.798	6.03	0.129	4.02	15	vérifiée
	En travée	43.99	12.06	0.169	3.28	15	vérifiée

➤ Poutre secondaire

Tableau 6.22. Vérification des poutres secondaire à l'ELS.

Niveau	M _{Ser} (KN.m)		A _s (cm ²)	Y (m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ MPa	σ _{bc} ≤ $\bar{\sigma}_{bc}$
RDC	Sur appuis	29.707	4.62	0.161	4.47	15	vérifiée
	En travée	14.509	9.23	0.152	2.06	15	vérifiée
1^{er} étage	Sur appuis	43.198	6.03	0.129	5.21	15	vérifiée
	En travée	22.843	12.06	0.169	3.61	15	vérifiée
2^{eme} étage	Sur appuis	53.892	6.03	0.129	6.50	15	vérifiée
	En travée	28.359	12.06	0.169	4.48	15	vérifiée
3^{eme} étage	Sur appuis	62.851	6.03	0.129	7.58	15	vérifiée
	En travée	33.057	12.06	0.169	5.22	15	vérifiée
4^{eme} étage	Sur appuis	71.509	6.03	0.129	8.62	15	vérifiée
	En travée	38.071	12.06	0.169	6.01	15	vérifiée
5^{eme} étage	Sur appuis	78.27	6.03	0.129	9.44	15	vérifiée
	En travée	39.07	12.06	0.169	6.17	15	vérifiée
6^{eme} étage	Sur appuis	68.312	6.03	0.129	8.24	15	vérifiée
	En travée	36.075	12.06	0.169	5.70	15	vérifiée
7^{eme} étage	Sur appuis	82.778	6.03	0.129	9.98	15	vérifiée
	En travée	37.134	12.06	0.169	5.87	15	vérifiée
8^{eme} étage	Sur appuis	70.798	6.03	0.129	8.54	15	vérifiée
	En travée	22.399	12.06	0.169	3.54	15	vérifiée

2) Bâtiment B

➤ Poutre principale

Tableau 6.23. Vérification des poutres principales à l'ELS.

Niveau	M _{Ser} (KN.m)		A _s (cm ²)	Y (m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ MPa	σ _{bc} ≤ $\bar{\sigma}_{bc}$
RDC	Sur appuis	52.536	4.62	0.161	3.73	15	vérifiée
	En travée	34.931	9.23	0.152	2.34	15	vérifiée
1 ^{er} étage	Sur appuis	58.324	6.03	0.129	3.31	15	vérifiée
	En travée	34.323	12.06	0.169	2.56	15	vérifiée
2 ^{eme} étage	Sur appuis	62.151	6.03	0.129	3.53	15	vérifiée
	En travée	34.25	12.06	0.169	2.55	15	vérifiée
3 ^{eme} étage	Sur appuis	65.176	6.03	0.129	3.70	15	vérifiée
	En travée	34.184	12.06	0.169	2.54	15	vérifiée
4 ^{eme} étage	Sur appuis	67.665	6.03	0.129	3.85	15	vérifiée
	En travée	34.399	12.06	0.169	2.56	15	vérifiée
5 ^{eme} étage	Sur appuis	69.601	6.03	0.129	2.96	15	vérifiée
	En travée	34.901	12.06	0.169	2.82	15	vérifiée
6 ^{eme} étage	Sur appuis	70.421	6.03	0.129	4.00	15	vérifiée
	En travée	34.175	12.06	0.169	2.54	15	vérifiée
7 ^{eme} étage	Sur appuis	73.742	6.03	0.129	4.19	15	vérifiée
	En travée	38.922	12.06	0.169	2.90	15	vérifiée
8 ^{eme} étage	Sur appuis	71.556	6.03	0.129	4.07	15	vérifiée
	En travée	43.599	12.06	0.169	3.25	15	vérifiée

➤ Poutre secondaire

Tableau 6.24. Vérification des poutres secondaire à l'ELS.

Niveau	M _{Ser} (KN.m)		A _s (cm ²)	Y (m)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ MPa	σ _{bc} ≤ $\bar{\sigma}_{bc}$
RDC	Sur appuis	27.808	4.62	0.161	4.18	15	vérifiée
	En travée	13.808	9.23	0.152	1.96	15	vérifiée
1^{er} étage	Sur appuis	39.902	6.03	0.129	4.81	15	vérifiée
	En travée	21.51	12.06	0.169	3.40	15	vérifiée
2^{eme} étage	Sur appuis	48.983	6.03	0.129	5.91	15	vérifiée
	En travée	26.311	12.06	0.169	4.16	15	vérifiée
3^{eme} étage	Sur appuis	55.85	6.03	0.129	6.73	15	vérifiée
	En travée	30.062	12.06	0.169	4.75	15	vérifiée
4^{eme} étage	Sur appuis	61.036	6.03	0.129	7.36	15	vérifiée
	En travée	32.873	12.06	0.169	5.19	15	vérifiée
5^{eme} étage	Sur appuis	64.796	6.03	0.129	7.81	15	vérifiée
	En travée	34.823	12.06	0.169	5.50	15	vérifiée
6^{eme} étage	Sur appuis	67.802	6.03	0.129	8.17	15	vérifiée
	En travée	36.929	12.06	0.169	5.83	15	vérifiée
7^{eme} étage	Sur appuis	67.439	6.03	0.129	8.13	15	vérifiée
	En travée	33.48	12.06	0.169	5.29	15	vérifiée
8^{eme} étage	Sur appuis	57.96	6.03	0.129	6.99	15	vérifiée
	En travée	23.013	12.06	0.169	3.63	15	vérifiée

Conclusion

On constate que tous les valeurs de la contrainte dans le béton sont inférieures à la valeur admissible.

6.4. Les voiles

6.4.1. Introduction

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et sur charges d'exploitation(Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales due aux séismes. Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

.Armatures verticales.

. Armatures horizontales.

. Armatures transversales.

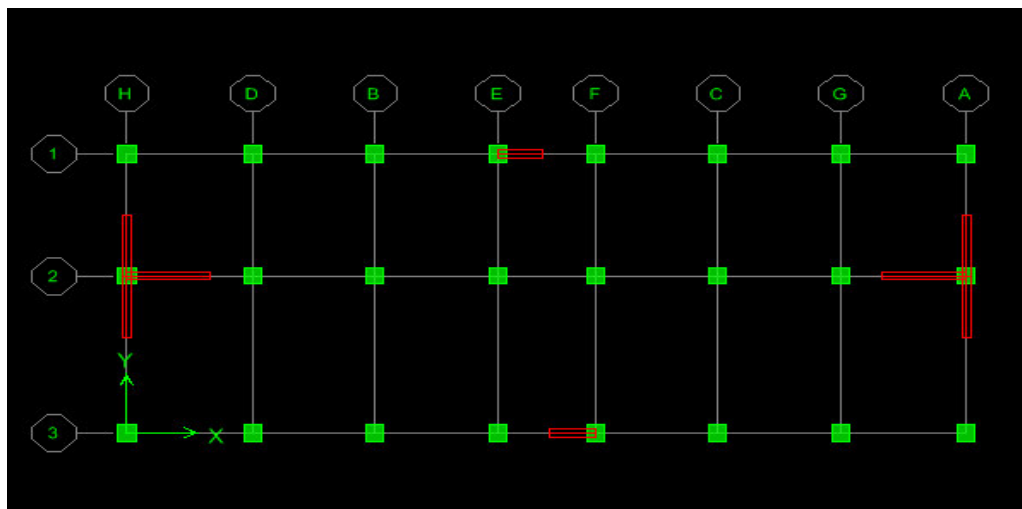


Figure 6.3. La disposition des voiles pour le bâtiment A.

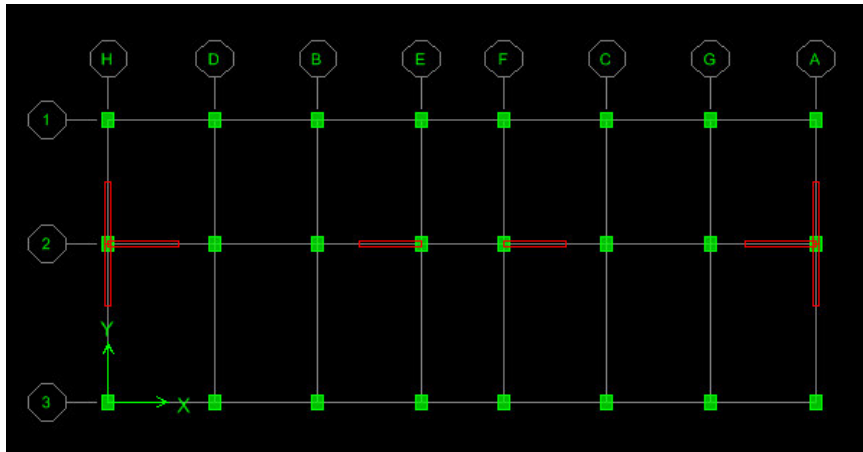


Figure 6.4.La disposition des voiles pour le bâtiment B.

6.4.2. Exposé de la méthode

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui est faite pour une bande de largeur (d)

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs, on décompose notre bâtiment en 02 zones :

Zone I : RDC

Zone II : 1^{ème} étage à 8^{ème} étage.

Découpage du diagramme en bandes (d) : des contraintes en bandes de largeur (d) :

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de longueur (d) est donné par la formule suivante, qui reste applicable pour les sections entièrement et partiellement comprimées : $d \leq$

$$\min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus des planchers du voile considéré.

L_c : La longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L$$

L_t : longueur tendue : $L_t = L - L_c$

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés à partir des diagrammes de contraintes comme suit :

1) Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l_c . e$$

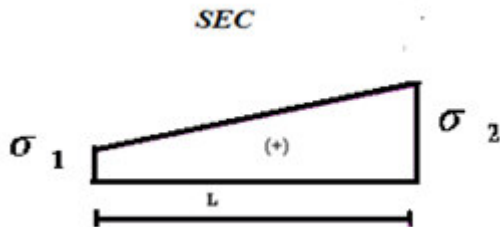


Figure 6.5.Diagrammes des contraintes pour section entièrement comprimée.

2) Section partiellement comprimée ou partiellement tendue (PT) ou (PC) :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t . e$$

Avec :

L_t : section d'armatures verticales

e : épaisseur du voile

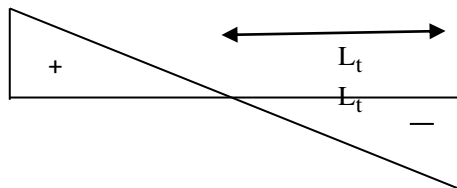


Figure 6.6.Diagramme des contraintes pour section partiellement comprimée.

3) Section entièrement tendue (SET) :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t . e$$

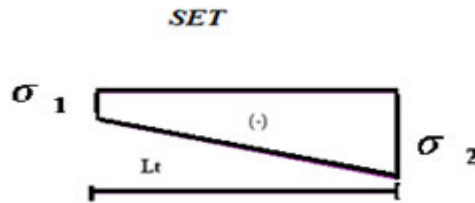


Figure 6.7.Diagrammes des contraintes pour section entièrement tendue.

A) Armatures verticales :

Sont destinés à reprendre les effets de flexion, ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ❖ Le pourcentage minimum sur toute la zone tendue est de 20%.
- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligature par cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur de voile.
- ❖ L'espacement des barres verticales doit être réduit par à la moitié sur une longueur de $L/10$ dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15 cm.
- ❖ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure .toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement)

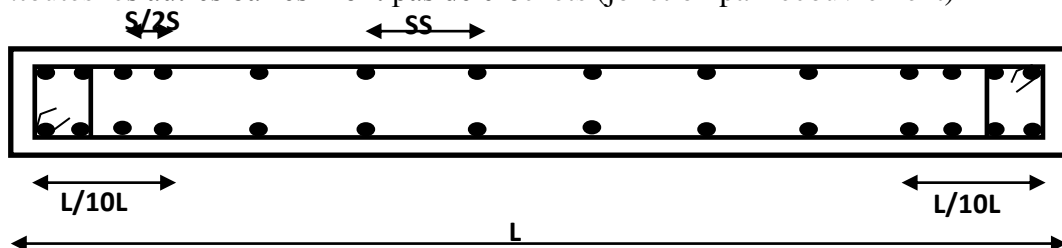


Figure 6.8.les armatures verticales dans le voile.

1) Section entièrement comprimée:

$$A_v = \frac{N_{ul} - B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

B : Section du voile.

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

2) Section partiellement comprimée ou entièrement tendue pour une bande i :

$$A_v = \frac{N_{ul}}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

B) Armatures minimales :

1) Section entièrement comprimée : (Art A.8.1, 21/BAEL91 modifiées 99).

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$$

2) Section partiellement comprimée :

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad \text{Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL91 modifiées 99).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad \text{Section min (Art. 7.7.4.1 RPA 99 vr2003).}$$

B : section du tronçon considéré.

3) Section entièrement tendue :

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad \text{Condition non fragilité (Art. A.4.2, 1/ BAEL91 modifiées 99).}$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad \text{Section min (Art. 7.7.4.1 RPA 99 vr2003).}$$

C) Armatures horizontales :

1) Exigence du RPA99 vr2003 : (Art 7.7.4.1)

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .
- $A_H > 0.15\% \times B$
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Les diamètres des barres verticales et horizontales des voiles ne devraient pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

2) Exigence du BAEL : (Art A.8.2.4)

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

D) Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3)

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0.15\% B$
- Zone courante : A_v et $A_h \geq 0.10\% B$

E) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression.

D'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 vr2003 :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

F) Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq 1.5 \times e, \text{ et aussi } S_t \leq 30\text{cm.}$$

Avec :

e : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15cm

G) Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

6.4.3. Exemple de calcul

Nous prendrons comme exemple de calcul du voile transversales de longueur $L=2.5$ m. Ainsi le ferrailage sera calculé pour la longueur tendue la partie restante sera ferrailer par symétrie.

On adopte une seule zone (zone I) :

$$L=2.4 \text{ m} , \quad e=0.25 \text{ m}$$

$$N = 4354.78\text{KN} ; \quad M = 5774.756 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\min,\max} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

$$\text{Avec: } V = \frac{L_{\text{voile}}}{2} = 1.2\text{m}$$

$$I = bh^3 / 12 = 0.25 \times 2.4^3 / 12 = 0.288\text{m}^4$$

$$A = 0.25 \times 2.4 = 0.60 \text{ m}^2$$

Donc :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \frac{4354.78}{0.60} + \frac{5774.756 \times 1.2}{0.288} = 31319.45 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \frac{4354.78}{0.60} - \frac{5774.756 \times 1.2}{0.288} = -16803.52 \text{ KN/m}^2$$

La section est entièrement comprimée.

$$\text{La longueur de la zone comprimée : } L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{31319.45}{31319.45 + 16803.52} \times 2.4 = 1.56 \text{ m}$$

$$\text{La longueur tendue : } L_t = L - L_c = 2.4 - 1.56 = 0.84 \text{ m}$$

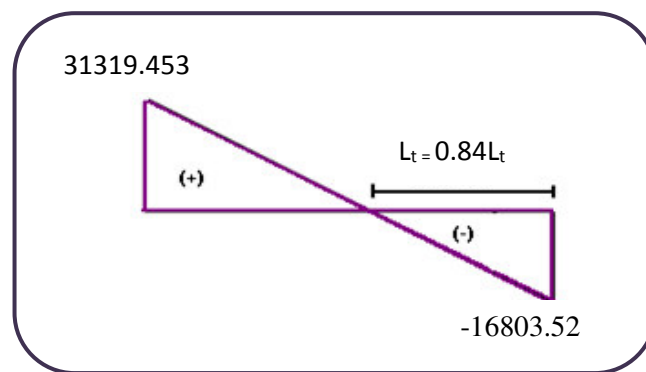


Figure 6.9. diagrammes des contraintes.

$$N_{u1} = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} = \frac{16803.52 \times 0.84 \times 0.25}{2} = 1764.37 \text{ KN}$$

$$A_v = \frac{N_{u1}}{\sigma_{s2}} = \frac{1764.37 \times 10}{400} = 28.25 \text{ m}^2$$

➤ **Armature minimale :**

● **Selon le BAEL:**

On a pour section partiellement comprimée : $A_{\min} \geq \max \left(B \frac{f_{t28}}{f_e}; 0.5\% B \right)$

Avec : B : Section de béton

$$B = L \times e = 2.4 \times 0.25 = 0.6 \text{ m}^2$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_{\min, \text{BAEL}} \geq \max (31.5 ; 30 \text{ cm}^2)$$

On prendre : $A_{\min,BAEL} = 31.5 \text{ cm}^2$

● **Selon RPA** : Vérifications vis à vis du **RPA99 Vr2003** (art : 7.7.4.1) :

$$A_{\min PRA} \geq \max \left(0.2\% B, \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{\min PRA} \geq \max \left(\frac{0.20 \times 25 \times 240}{100} = 12 \text{ cm}^2 ; \frac{25 \times 240 \times 2.1}{400} = 18.9 \text{ cm}^2 \right)$$

Donc : $A_{\min PRA} = 18.9 \text{ cm}^2$

$$A = \max (A_{\min RPA} ; A_{\min,BAEL} ; A_{cal}) = \max (18.9 \text{ cm}^2 ; 31.5 \text{ cm}^2 ; 28.25 \text{ cm}^2)$$

Donc : $A = 28.25 \text{ cm}^2$ pour les deux nappes.

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.1 De **RPA99Vr2003**

Zone d'about : $(240/10) = 24 \text{ cm}$. Avec $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : 2.00 m. Avec $S_t = 15 \text{ cm}$

Tableau 6.25. Vérification de l'espacement

Espacement	S_t calculé	S_t existant	Observation
Zone d'about	10 cm	10cm	verifié
Zone courante	15cm	15cm	verifié

6.4.4. Vérification

6.4.4.1. Vérification de contrainte de cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 vr2003** (art 7.7.2) :

$$\tau_{adm} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

➤ **Pour bâtiment A :**

D'après les résultats obtenus des analyses on a : $V_{\max} = 2425.91 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b \cdot d} = 1.4 \frac{2425.91}{0.25 \times 0.9 \times 2.4} = 6289.40 \text{ KN/m}^2 = 6.28 \text{ Mpa}$$

$$\tau = 6.28 \text{ MPa} \geq \tau_{adm} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Selon le **BAEL**: $\tau_b = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{2425.91}{0.25 \times 0.9 \times 2.4} = 4492.43 \text{ KN/m}^2 = 4.49 \text{ Mpa}$

$$\tau_b = 4.49 \text{ Mpa} \leq \tau_{adm} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Pour bâtiment B :**

D'après les résultats obtenus des analyses on a : $V_{\max} = 2459.97 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} = 1.4 \frac{2459.97}{0.25 \times 0.9 \times 2.4} = 6377.7 \text{ KN/m}^2 = 6.37 \text{ MPa}$$

$$\tau = 6.37 \text{ MPa} \geq \tau_{\text{adm}} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Selon le BAEL: $\tau_b = \frac{V}{b.d} = \frac{2459.97}{0.25 \times 0.9 \times 2.4} = 4555.5 \text{ KN/m}^2 = 4.55 \text{ MPa}$

$$\tau_b = 4.55 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{adm}} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

6.4.4.2. Vérification à L'ELS

➤ **Pour bâtiment A :**

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{2445.09}{240 \times 25 + 15 \times 44.22} = 0.36 \text{ KN/m}^2 = 3.60 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.60 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \text{ a } \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Pour bâtiment B :**

$$\sigma_b = \frac{N}{B+15A} \leq 0.6f_{c28}$$

$$\sigma_b = \frac{2462.69}{240 \times 25 + 15 \times 44.22} = 0.37 \text{ KN/m}^2 = 3.70 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.70 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \text{ a } \dots\dots\dots \text{condition vérifié}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ **Sollicitations et contraintes pour le bâtiment A**

Tableau 6.26. Sollicitations et contraintes pour le bâtiment A.

Zone	N et M	L (m)	N(KN)	M (KN.m)	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	L _t (m)	N _{ul}	S (cm ²)
RDC	M _{max} N _{cor}	V1=1.3	2940.85	2200.01	40291.51	-22193.97	0.46	1280.98	18.82
	M _{max} N _{cor}	V2=2.4	2464.26	4311.51	22071.68	-13857.48	0.92	1603.40	27.09
	M _{max} N _{cor}	V3=2.1	4195.29	4617.81	33121.96	-17139.91	0.71	1534.29	21.11

a) Sollicitations et contraintes pour le bâtiment B

Tableau 6.27. Sollicitations et contraintes pour le bâtiment B.

Zone	N et M	L (m)	N (KN)	M (KN.m)	σ_{\max} (KN/m ²)	σ_{\min} (KN/m ²)	L _t (m)	N _{ul}	S (cm ²)
RDC	M _{max} N _{cor}	V ₂ =2.4	4354.78	5774.756	31319.45	-16803.52	0.84	1760.23	23.1
	M _{max} N _{cor}	V ₁ =2.1	5481.58	3539.39	29703.09	-8820.88	0.48	530.18	28.25
	M _{max} N _{cor}	V ₃ =2.1	2610.08	3831.582	25823.72	-15880.56	0.80	1587.38	27.18

D'après les tableaux précédents, on résume les résultats comme suit :

Tableau 6.28. Vérification de ferrailage pour le bâtiment A.

Ferrailage	A _{calculé} cm ²	A _{existant}	Observation
V1 (L=2.4m)	22.82	26.68 cm ²	suffisant
V2 (L=1.3m)	18.09	16.22 cm ²	insuffisant
V3(L=2.1m)	21.11	24.92 cm ²	suffisant

Tableau 6.29. Vérification de ferrailage pour le bâtiment B.

Ferrailage	A _{calculé} cm ²	A _{existant}	Observation
V1 (L=2.1m)	23.1	25.92 cm ²	suffisant
V2 (L=2.4m)	28.25	26.68 cm ²	insuffisant
V3(L=2.1m)	27.18	25.92 cm ²	insuffisant

Conclusion

D'après les résultats obtenus, les moments et les efforts tranchants sont très grands, qu'ils produisent une grande section d'armature. On remarque que le ferrailage n'est pas suffisant à cause de la mal disposition des voiles, ce qui a produit une grande quantité de ferrailage

D'après le calcul de ferrillages nous avons trouvé que :

a) Les poteaux

- 1) Les armateurs longitudinaux sont **insuffisants**.
- 2) La vérification au flambement est **non vérifier** donc y'a un risque de flambement.

b) Les poutres

- 1) Les armateurs longitudinaux en travée et appuis sont **insuffisants**.
- 2) L'espacement des armateurs transversaux en zone nodal est **suffisant**.
- 3) L'espacement des armatures transversales en zone courant est **suffisant**.

c) les voiles :

- 1) Les armatures longitudinales sont **insuffisants**.
- 2) La vérification de contraintes de cisaillement est **non vérifiée**.