

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Djilali Bounaama Khemis Miliana
Faculté Des Sciences et de la Technologie
Département de Technologie



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie civil

Spécialité : Structures

Thème :

Etude comparative de la stabilité entre la méthode dynamique modale spectrale et la méthode statique non linéaire (Pushover) d'un bâtiment en béton armé (R+6).

Réalisé par :

- ALIOUI Rachid
- MAGHRAOUI Djillali

Devant le Jury :

Président :	TOUHARI Mahfoud	MCA	UDBKM
Examineur :	ALI BEN YAHIA Khoudja	MCA	UDBKM
Encadreur :	NOURA Hichem	MCA	UDBKM

Année universitaire : 2022/ 2023

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Nous remercions avant tout **ALLAH** le tout puissant de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude.

Nous présentons notre sincère remerciement à notre promoteur Dr. NOURA Hichem, qui nous a témoigné de sa confiance et de son aide scientifique et par son expérience et sa compétence.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de Présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation d'ingénieur.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont fait pour que nous terminions nos études.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Dedicace

Rien ne vaut que la reconnaissance des actes bien faits.

Avant tout, je remercie **ALLAH** pour m'avoir donné la force la patience et le courage pour mener à bien ce travail que je dédie :



- A ma très chère mère.
Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force.
- A mon très cher père.
Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager, que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.
- A toutes personnes qui ont contribué de près ou de loin à ma réussite, spécialement mes chères amies: Adnane, Mohamed, Amine, Younes.

Et à tous mes enseignants de Génie civil.

A toute la promotion 2022/2023

ALIOUI RACHID

Dedicace

Rien ne vaut que la reconnaissance des actes bien faits.

Avant tout, je remercie **ALLAH** pour m'avoir donné la force la patience et le courage pour mener à bien ce travail que je dédie :



- A ma très chère mère.
Quoi que je fasse ou que je dise, je ne saurai point te remercier comme il se doit. Ta présence à mes côtés a toujours été ma source de force.
- A mon très cher père.
Tu as toujours été à mes côtés pour me soutenir et m'encourager, que ce travail traduit ma gratitude et mon affection.
- A ma très cher petite sœur Amel et mon petit frère Djaber.
- A mon bras et plus qu'un grand frère Mohamed et sa femme Khadidja et sans oublier leur petit enfant Amir Djoud.
- A mes tantes Fatiha et Fatima Zahra et leurs maris et enfants (Ayoub, Houari, Abdenour, Mimi, Fifi, Asmati)
- A mon oncle Mohamed et sa femme Ratiba et leur enfants.
- A ma chère et défunte grand-mère.
- A toutes personnes qui ont contribué de près ou de loin à ma réussite, spécialement mes chers amis: Mahdi, Abdellah, Ishak, Said, Ndir, Younes, Walid, Ninouch, Rachid, Raouf et aussi tous l'équipe pendant mon stage Badreddin, Halim et Belkacem.

Et à tous mes enseignants de Génie civil.

A toute la promotion 2022/2023.

MAGHRAOUI DJILLALI

Résumé

L'objet principal de ce travail est de faire une étude comparative entre la méthode dynamique modale spectrale et la méthode statique non linéaire (Pushover) afin d'estimer la distribution des efforts tranchants par les deux méthodes. A cet effet, la génération des efforts tranchants est obtenue par les forces sismiques calculées à partir de la méthode modale spectrale du code parasismique algérien **RPA 99** (version 2003) et de l'analyse statique non linéaire (Pushover) pour un bâtiment irrégulier en plan et en élévation. La comparaison des résultats obtenus par ces deux méthodes ont permis de mettre en évidence la différence en termes de génération d'efforts tranchants dans la structure dans les deux directions, L'évaluation de la performance du bâtiment avec la méthode Pushover a permis de déterminer le point de performance selon les règlements **FEMA 273** et **ATC40**.

Mots clés : Méthode modale spectrale, Méthode statique non linéaire, Pushover, point de performance, Efforts tranchants.

Abstract

The main object of this work is to make a comparative study between the spectral modal dynamic method and the nonlinear static method (Pushover) and to estimate the distribution of shear forces by the two methods. Shear forces is obtained by the seismic forces calculated from the spectral modal method of the Algerian Earthquake Code (RPA 99/2003) and from the nonlinear static analysis (Pushover) for an irregular building in plan and elevation. The comparison of the results obtained by these two methods has made it possible to highlight the difference in terms of generation of shear forces in the structure in the two directions, The evaluation of the performance of the building with the pushover method has allowed determining the performance point with **FEMA 273** and **ATC40** regulations.

Keywords: Spectral modal method, nonlinear static method, Pushover, performance point, shear forces.

ملخص

الهدف الرئيسي من هذا العمل هو إجراء دراسة مقارنة بين الطريقة الديناميكية الطيفية والطريقة الثابتة غير الخطية وتقدير توزيع قوى القص بالطريقتين. يتم الحصول على قوى القص بواسطة القوى الزلزالية المحسوبة من الطريقة الديناميكية الطيفية وفقا للنظام الجزائري المضاد للزلازل (الإصدار 2003) و من الطريقة الثابتة غير الخطية لمبنى منتظم في التخطيط والارتفاع. جعلت مقارنة النتائج التي تم الحصول عليها بواسطة هاتين الطريقتين من الممكن إبراز الاختلاف من حيث توليد قوى القص في الهيكل في الاتجاهين, يتم تقييم أداء المبنى باستخدام الطريقة الثابتة غير الخطية لتحديد نقطة الأداء وفقا للوائح FEMA 273 و ATC 40

كلمات مفتاحية: الطريقة الديناميكية الطيفية, الطريقة الثابتة غير الخطية, نقطة الأداء, قوى القص.

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des symboles

Introduction générale.....1

Chapitre I: Généralités sur les méthodes d'analyse sismique

I.1. Introduction 2

I.2. Le règlement parasismique algérien 2

I.3. Les méthodes d'analyse sismique linéaires.....3

I.3.1. La méthode statique équivalente 3

I.3.2. La méthode dynamique modale spectrale 4

I.3.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes..... 6

I.4. Les méthodes d'analyse sismique non-linéaires 7

I.4.1. La méthode statique non linéaire Pushover.....7

I.4.2. La méthode dynamique non linéaire temporelle 14

I.5. Conclusion 14

Chapitre II : Présentation et pré-dimensionnement de l'ouvrage

II.1. Introduction.....15

II.2. Caractéristique de l'ouvrage 15

II.2.1. Caractéristique géométrique 15

II.2.2. Caractéristiques du site 15

II.2.3. Les plans d'architectures 16

II.2.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux 21

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux.....22

II.3.1. Pré dimensionnement des planchers 22

II.3.2.Pré dimensionnement des poutres.....	25
II.3.3.Pré dimensionnement des poteaux.....	28
II.3.4.Pré dimensionnement des voiles de contreventement.....	33
II.4. L'acrotère	34
II.4.1.Définition	34
II.4.2.Ferraillage de l'acrotère	35
II.5. Etude des poutrelles	41
II.6. Les escaliers	57
II.6.1. Introduction	57
II.6.2. Détermination de nombre de marche et de contre marche	58
II.6.3. L'inclinaison de la paillasse	59
II.6.4. Evaluations Des Charges	59
II.6.5. Combinaison Des Charges	60
II.6.6. Calcul Des Armatures.....	62
II.7 Etude De La Poutre Palière.....	66
II.7.1 Pré dimensionnement de la poutre palière	66
II.7.2 Combinaison des charges	67
II.7.3 Calcul Des Armatures.....	69
II.7.4 Vérifications	69
II.7.5 Calcul des armatures transversales	70
II.8. Les Balcons	72
II.8.1. Introduction.....	72
II.8.2.Pré dimensionnement de la dalle pleine	72
II.8.3. Evaluation des charges du balcon	73
II.8.4. Calcul de ferraillage.....	74

Chapitre III : Etude dynamique et sismique

III.1.Introduction	78
III.2. Objectif de l'étude dynamique	78
III.3.Présentation du programme ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems).....	78
III.3.1. Modélisation	78
III.3.2. Fonctions de l'ETABS	78
III.3.3. Les différents types d'analyses disponibles dans l'ETABS	79
III.3.4. Démarche de modélisation par ETABS.....	79
III.4. Etude sismique	85
III.4.1. Introduction	85
III.4.2. Choix de la méthode de calcul	85
III.4.3. Utilisation des spectres de réponse	87
III.4.4. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	88
III.4.5. Estimation de la période fondamentale de la structure (T).....	88
III.4.6. Résultante des forces sismiques de calcul	92
III.4.7. Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003.....	92
III.5. Interprétation des résultats	92
III.5.1. Premier modèle (Modèle initial sans voiles).....	92
III.5.2. Deuxième modèle (Structure avec voiles).....	96
III.5.3. Troisième modèle (Modèle final).....	100
III.6. Conclusion.....	113

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

IV.1.Introduction.....	115
IV.2. Ferrailage des Poteaux.....	115
IV.3. Ferrailage des poutres.....	124

IV.4 Ferrailage des voiles	133
----------------------------------	-----

Chapitre V : Analyse non linéaire par la méthode de Pushover

V.1 Introduction.....	141
V.2 Modélisation de la structure	141
V.3. Résultat de l'analyse modale.....	145
V.4. Définition du chargement de l'analyse Pushover	145
V.4.1 Définition de l'analyse sous charges gravitaires	145
V.4.2 Définition de l'analyse Pushover sous charges horizontales	145
V.5 Les rotules plastiques.....	147
V.5.1 Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux	148
V.6. Lancement de l'analyse	152
V.7. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	159
V.8. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur	160
V.9. Calcul des moments fléchissant selon la hauteur	161
V.10. Conclusion	163

Chapitre VI : Comparaison de la distribution des efforts pour les deux méthodes.

VI.1 Introduction.....	164
VI.2 Distribution de l'effort sismique	164
VI.3 Distribution de l'effort tranchant	165
VI.4 Distribution du moment fléchissant	166
VI.5 Conclusion	167

Conclusion générale.....	195
---------------------------------	------------

Références et bibliographique

Liste des figures

Chapitre I: Généralités sur les méthodes d'analyse sismique

Figure I.1 : Boumerdès magnitude 6,8- 21 mai 2003 (Algérie presse service).....	2
Figure I.2 : Organigramme des méthodes d'analyse sismique.....	3
Figure I.3 : Courbe de capacité d'une structure (Pushover).....	9
Figure I.4: Conversion de la courbe de Pushover vers la courbe de capacité.....	10
Figure I.5: Représentation graphique de la méthode de spectre de capacité.....	11
Figure I.6: Courbe Pushover.....	12
Figure I.7: Hypothèse du système équivalent. (Pushover).....	13

Chapitre II : Présentation et pré-dimensionnement de l'ouvrage

Figure II.1 : Plan du RDC.....	16
Figure II.2 : Plan d'étage courant 1 ^{er} ...5 ^{ème} étage.....	17
Figure II.3 : Plan de 6 ^{ème} étage.....	18
Figure II.4 : Plan de Terrasse.....	19
Figure II.5 : Façade principale.....	20
Figure II.6 : Façade postérieure.....	20
Figure II.7. Coupe d'un plancher en corps creux.....	22
Figure II.8. Coupe du plancher à dalle pleine.....	23
Figure II.9 : Démenions à respecter selon RPA99-V2003.....	26
Figure II.10. Coupe de voile en élévation.....	33
Figure II.11. Coupe de voile en plan.....	33
Figure II.12. Dimension de l'acrotère.....	35
Figure II.13. Coupe transversale de l'acrotère.....	35
Figure II.14. Schéma de ferrailage de l'Acrotère.....	41
Figure II.15. Dimensionnement des poutrelles.....	41
Figure II.16 : Dimensionnement des poutrelles.....	42
Figure II.17. Poutrelles à une travée.....	45

Figure II.18. Poutrelles à trois travées.....	46
Figure II.19. Poutrelles à sept travées.	46
Figure II.20. Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	56
Figure II.21. Disposition constructive des armatures des poutrelles.....	56
Figure II.22. Schéma d'escalier.....	57
Figure II.23. Dimensions d'escalier à deux volets.....	58
Figure II.24. Schéma statique de l'escalier.....	59
Figure II.26. Schéma statique d'escalier a E.L.S.....	61
Figure II.27. Diagramme Des Efforts Internes.....	61
Figure II.28. Ferrailage de l'escalier en travée et sur appuis.....	66
Figure II.29. Schéma statique de la poutre palière à E.L.U.....	68
Figure II.30. Schéma statique de la poutre palière à E.L.S.....	68
Figure II.31. Ferrailage de la poutre palière.....	71
Figure II.32. Schéma de ferrailage des escaliers et poutre palière.....	71
Figure II.33. Schéma du balcon à étudier.....	72
Figure II.34. Schéma statique du chargement du balcon à l'E.L.U.....	74
Figure II.35. Calcul de ferrailage.....	74
Figure II.36. Ferrailage des balcons.....	77

Chapitre III : Etude dynamique et sismique

Figure III.1. Choix de l'unité.....	80
Figure III.2. Création des axes.....	80
Figure III.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	81
Figure III.4. Définition des poutres, poteaux.....	81
Figure III.5. Définition des voiles.....	82
Figure III.6. Définition des charges.....	82
Figure III.7. Combinaisons de charge.....	83
Figure III.8. Système d'appuis.....	83
Figure III.9. Définition de masse.....	84

Figure III.10. Introduction des diaphragmes.....	84
Figure III.11. Analyse.....	85
Figure III.12. Représentation graphique du Spectre de réponse.....	87
Figure III.13. Modèle initial sans voiles.....	92
Figure III.14. Modèle initial mode 1.....	93
Figure III.15. Modèle initial mode 2.....	94
Figure III.16. Modèle initial mode 3.....	94
Figure III.17. Deuxième Modèle (Structure avec voiles).....	96
Figure III.18. Deuxième modèle mode 1.....	97
Figure III.19. Deuxième modèle mode 2.....	98
Figure III.20. Deuxième modèle mode 3.....	98
Figure III.21. Disposition finale des voiles.....	100
Figure III.22. Modèle finale mode 1.....	101
Figure III.23. Modèle finale mode 2.....	102
Figure III.24. Modèle finale mode 3.....	102
Figure III.25: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (sens x-x).....	105
Figure III.26: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (sens y-y).....	105
Figure III.27: Effort tranchant au niveau d'étage.....	106
Figure III.28: Moments fléchissant selon la hauteur (sens x-x).....	107
Figure III.29: Moments fléchissant selon la hauteur (sens y-y).....	108
Figure III.30. Evaluation des effets du second ordre.....	109
Figure. III.31. Schéma du renversement.....	112
 Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux	
Figure IV.1 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	124
Figure. IV.2 : Ferrailage des poutres porteuses : RDC→6 ^{ème}	132
Figure. IV.3 : Ferrailage des poutres non porteuses : RDC→6 ^{ème}	132
Figure. IV.4 : Vue en plan du voile plein en L.....	135
Figure IV.5. la longueur de la zone tendue	137

Figure IV.6. Schéma de ferrailage de voile en L.....	140
Chapitre V : Analyse non linéaire par la méthode de Pushover.	
Figure V.1. Vue en 3D de notre structure (SAP 2000 V20).....	141
Figure V.2. Définition de diaphragme.....	143
Figure V.3. Définition des charges gravitaires.....	145
Figure V.4. Définition des charges horizontales.....	146
Figure V.5. Contrôle de l'application de charge pour l'analyse statique non linéaire.....	147
Figure V.6. Résultats enregistrés pour les cas des charges statiques non linéaires.....	147
Figure V.7. Introduction des rotules plastique dans les poutres.....	148
Figure V.8. Déclaration des rotules plastique dans les poutres.....	149
Figure V.9. Introduction des rotules plastique dans les poteaux.....	150
Figure V.10. Déclaration des rotules plastique dans les poteaux.....	150
Figure V.11. Loi de comportement utilisée par le logiciel SAP.....	151
Figure V.12. Loi comportent des éléments de la structure.....	151
Figure V.13. La boîte de dialogue de lancement l'analyse.....	152
Figure V.14. Déformation de la structure sous charge vertical (GNL).....	152
Figure V.15. La formation des rotules plastique et leurs positionnements (sens XX).....	153
Figure V.16. La formation des rotules plastique et leurs positionnements (sens YY).....	154
Figure V.17. Courbe de capacité dans le sens XX.....	155
Figure V.18. Nombre des pas dans le sens XX.....	155
Figure V.19. Courbe de capacité dans le sens YY.....	156
Figure V.20. Nombre des pas dans le sens YY.....	156
Figure V.21. Courbe de capacité suivant XX.....	157
Figure V.22. Courbe de capacité suivant YY.....	158
Figure V.23. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (sens x-x).....	160
Figure V.24. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (sens y-y).....	160
Figure V.25. Effort tranchant au niveau d'étage.....	161
Figure V.26. Moments fléchissant selon la hauteur (sens x-x).....	162

Figure V.27. Moments fléchissant selon la hauteur (sens y-y).....	163
---	-----

Chapitre VI : Comparaison de la distribution des efforts pour les deux méthodes

Figure VI.1. Comparaison de la distribution de l'effort sismique dans les deux sens pour la méthode modale spectrale et la méthode Pushover.....	165
--	-----

Figure VI.2. Comparaison de la distribution de l'effort tranchant dans les deux sens pour la méthode modale spectrale et la méthode Pushover.....	166
---	-----

Figure VI.3. Comparaison de la distribution du moment fléchissant dans les deux sens pour la méthode modale spectrale et la méthode Pushover.....	167
---	-----

Liste des tableaux

Chapitre I: Généralités sur les méthodes d'analyse sismique

Chapitre II : Présentation et pré-dimensionnement de l'ouvrage

Tableau II.1 : Charge pour plancher terrasse (inaccessible).....	24
Tableau II.2 : Charge pour plancher courant (accessible).....	25
Tableau II.3 : Charges du dalle pleine terrasse (inaccessible).....	25
Tableau II.4 : Charges des dalles pleines.....	25
Tableau II.5 : Pré dimensionnement des poutres.....	27
Tableau II.6. Dégression des surcharges.....	30
Tableau II.7. Surface des poteaux.....	31
Tableau II.8. Surface des poteaux les plus sollicités.....	31
Tableau II.9. Surcharge d'exploitation de Poteau central.....	32
Tableau II.10. Choix des sections des poteaux centraux.....	32
Tableau II.11. Les sollicitations appliquées sur l'acrotère.....	36
Tableau II.12. Ferrailage de l'acrotère.....	38
Tableau II.13. Tableau de chargement.....	43
Tableau II.14. Tableau des charges et surcharges.....	45
Tableau II.15. Tableau récapitulatif des efforts à une travée.....	46
Tableau II.16. Tableau récapitulatif des efforts à trois travées.....	47
Tableau II.17. Tableau récapitulatif des efforts à sept travées.....	48
Tableau II.18. Tableau récapitulatif des efforts.....	48
Tableau II.19. Sections d'armatures en travée.....	49
Tableau II.20. Sections d'armatures en appui.....	50
Tableau II.21. Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	52

Tableau II.22 : Récapitulatif du calcul de la flèche.....	54
Tableau II.23. Valeurs de différents chargements de Palier.....	59
Tableau II.24. Valeurs de différents chargements de la volée.....	60
Tableau II.25. Combinaison des charges de l'escalier.....	60
Tableau II.26. Les moments fléchissant de l'escalier.....	62
Tableau II.27. Ferrailage de l'escalier.....	62
Tableau II.28. Vérification à l'E.L.S de l'escalier.....	64
Tableau II.29. Vérification de la flèche de l'escalier.....	66
Tableau II.30. Ferrailage de La poutre palière.....	69
Tableau II.31. Vérification à l'E.L.S de La poutre palière.....	70
Tableau II.32. Calcul des armatures transversales de La poutre palière.....	71
Tableau II.33. Coefficient m.....	73
Tableau II.34. Charge permanant et charge d'exploitation du balcon.....	73
Tableau II.35. Charge concentrique du garde-corps.....	74
Tableau II.36. Ferrailage de balcon.....	75
Tableau II.37. Vérification à l'E.L.S de balcon.....	77

Chapitre III : Etude dynamique et sismique

Tableau III.1. Facteur de qualité Q de la structure.....	90
Tableau III.2. Les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment.....	91
Tableau III.3. Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.....	93
Tableau III.4. Vérification des périodes.....	94
Tableau III.5. Pourcentage de participation massique.....	95
Tableau III.6. Calcul de force sismique.....	96
Tableau III.7. Vérification de la résultante de force sismique.....	96
Tableau III.8. Périodes et facteurs de participation massique du deuxième modèle.....	97

Tableau III.9. Vérification des périodes.....	98
Tableau III.10. Pourcentage de participation massique.....	99
Tableau III.11. Calcul de force sismique.....	100
Tableau III.12. Vérification de la résultante de force sismique.....	100
Tableau III.13. Périodes et facteurs de participation massique du modèle finale.....	101
Tableau III.14. Vérification des périodes.....	102
Tableau III.15. La vérification de pourcentage de participation massique.....	103
Tableau III.16. Calcul de la force sismique.....	103
Tableau III.17. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.....	103
Tableau III.18. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	104
Tableau III.19. L'effort tranchant au niveau de l'étage k.....	106
Tableau III.20. Moments fléchissant selon la hauteur.....	107
Tableau III.21. Vérification des déplacements inter-étages sens XX.....	108
Tableau III.22. Vérification des déplacements inter-étages sens YY.....	109
Tableau III.23. Vérification de l'effet P- Δ sens XX.....	110
Tableau III.24. Vérification de l'effet P- Δ sens YY.....	111
Tableau III.25. Vérifications des Sollicitations normales modèle finale.....	111
Tableau III.26. Vérification de la portance vis-à-vis l'effort vertical.....	112
Tableau. III.27. Vérification du renversement.....	113

Chapitre IV : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau IV.1 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr}).....	117
Tableau IV.2 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{corr}, M2^{max}$).....	117
Tableau IV.3 : Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{corr}, M3^{max}$).....	118
Tableau IV.4 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr}).....	118

Tableau IV.5 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{corr}, M2^{max}$).....	118
Tableau IV.6 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle ($N^{corr}, M3^{max}$).....	118
Tableau. IV.7 : Choix des armatures des poteaux.....	119
Tableau IV.8 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	119
Tableau IV.9 : Vérification des contraintes pour les poteaux.....	119
Tableau IV.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	121
Tableau IV.11 : Espacements maximales selon RPA99.....	123
Tableau IV.12 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	123
Tableau IV.13 : La longueur de recouvrement.....	123
Tableau IV.14: Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	125
Tableau IV.15: Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	126
Tableau IV.16: Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).....	126
Tableau IV.17: Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	127
Tableau IV.18 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.....	128
Tableau IV.19 : Choix des armatures pour les poutres secondaires.....	128
Tableau IV.20 : Vérification de la condition de non fragilité.....	129
Tableau IV.21 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....	129
Tableau IV.22 : Calcul des armatures transversales.....	130
Tableau IV.23: Vérification de la flèche pour les poutres porteuses.....	131
Tableau IV.24 : Vérification de la flèche.....	131
Tableau IV.25. La longueur de recouvrement.....	132
Tableau IV.26. Caractéristique des voiles du sens xx et calcul des contraintes.....	140
Tableau IV.27. Effort et sections d'armature dans les voiles.....	140
Tableau IV.28. Choix d'armature des voiles.....	140
Tableau IV.29. Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles.....	140

Chapitre V : Analyse non linéaire par la méthode de Pushover.

Tableau V.1. Définition des propriétés mécaniques des matériaux.....	142
Tableau V.2. Définition des données dynamiques nécessaires.....	142
Tableau V.3. Définition des différentes combinaisons considérées.....	143
Tableau V.4. Mode propre de la structure.....	144
Tableau V.5: Type de source sismique d'après ATC-40.....	157
Tableau V.6 : caractère de point de performance.....	158
Tableau V.7 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.....	159
Tableau V.8 : L'effort tranchant au niveau de l'étage k.....	161
Tableau V.9 : Moments fléchissant selon la hauteur.....	162

Chapitre VI : Comparaison de la distribution des efforts pour les deux méthodes

Tableau VI.1 : Distribution de l'effort sismique selon la hauteur du bâtiment.....	164
Tableau VI.2 : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur du bâtiment.....	165
Tableau VI.3 : Distribution du moment fléchissant selon la hauteur du bâtiment.....	166

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- $\varnothing$: Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- q : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- C_d : Coefficient dynamique.
- $s \gamma$: Coefficient de sécurité dans l'acier.
- $b \gamma$: Coefficient de sécurité dans le béton.
- $s \sigma$: Contrainte de traction de l'acier.
- $bc \sigma$: Contrainte de compression du béton.
- $s \sigma$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $bc \sigma$: Contrainte de compression admissible du béton.
- $u \tau$: Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- $sol \sigma$: Contrainte du sol.
- $m \sigma$: Contrainte moyenne.
- G : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V_0 : Effort tranchant a la base.
- $E.L.U$: Etat limite ultime.
- $E.L.S$: Etat limite service.
- N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u : Effort tranchant ultime.
- T : Effort tranchant
- St : Espacement.

- λ : Elancement.
- e : Epaisseur
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- f : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
- F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
- δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.
- Y : Position de l'axe neutre.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène

Introduction générale

Introduction générale

La détermination de la vulnérabilité sismique des structures existantes par les méthodes linéaires cause généralement un éloignement de la réalité physique dans un sens défavorable alors pour approcher le plus du comportement réel, il faut prendre en compte le comportement des structures au-delà du domaine élastique linéaire, en étudiant leurs comportements dans le domaine plastique.

La nécessité de mieux décrire la performance attendue d'un nouvel ouvrage soumis à un séisme et de mieux évaluer la vulnérabilité sismique d'un ouvrage existant a conduit entre autres au développement des méthodes de calcul non linéaire des ouvrages, Parmi les méthodes d'analyse non linéaire des ouvrages qui sont utilisées dans la conception parasismique basée sur la performance, on a l'analyse statique non linéaire en poussée progressive "Pushover".

Le présent mémoire traite essentiellement la comparaison entre deux méthodes d'analyse dynamique linéaire et statique non linéaire d'une structure en béton armé, en utilisant le règlement parasismique algérien pour la première méthode et le FEMA 273 et ATC 40 pour la deuxième méthode.

Le but de ce travail est de présenter une étude comparative entre la méthode dynamique modale spectrale et la méthode statique non linéaire sur la distribution des charges sismiques dans un bâtiment comportant un système de contreventement, disposé de manière irrégulière en plan et en élévation, Les résultats issus des deux méthodes sont comparés et les causes des différences sont discutées.

Le travail a été structuré comme suit :

- Le premier chapitre consiste à des généralités sur les méthodes d'analyse sismique.
- Le deuxième chapitre est la présentation et le pré-dimensionnement de l'ouvrage.
- Le troisième chapitre portera sur l'étude dynamique et sismique.
- Le quatrième chapitre est le ferrailage des éléments structuraux.
- Le cinquième chapitre consiste à l'analyse non linéaire par la méthode de Pushover.
- Le dernier chapitre portera sur la comparaison de la distribution des efforts pour les deux méthodes.

Chapitre I :

Généralités sur les méthodes d'analyse
sismique

I. Généralités sur les méthodes d'analyse sismique

I.1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus meurtrier causant de très grandes pertes humaines et le meilleur exemple de cela c'est le tremblement de terre qui s'est produit le 21 mai 2003 à 19h44min dans notre pays. L'épicentre du séisme près de la ville thénia dans la wilaya de Boumerdès à environs 60 km à l'est de la capitale Alger. Ce séisme a été le plus meurtrier d'Algérie depuis 1980, le dernier bilan en date du 21 juin 2003, fait état de 2278 morts et plus de 10147 blessés. Le niveau de performance de certaines constructions au cours de ce séisme était faible, et delà le niveau des dommages structurels très grand. Ce qui a eu pour conséquence, le besoin de détermination et l'évaluation des dommages dans les structures plus que jamais ainsi que le développement des moyens et des méthodes de calcul quelque soit linéaire ou non linéaire des ouvrages ont eu pour conséquence l'amélioration du savoir en génie parasismique et l'évolution de la prise en compte du risque sismique.



Figure I.1 : Boumerdès-magnitude 6,8- 21 mai 2003 (Algérie presse service)

I.2. Le règlement parasismique algérien

La réglementation parasismique est le document technique "**DTR BC 2-48**" dit : "Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/2003). La première version a été RPA81 qui fut suivie par le RPA81 version de 1983 après le séisme de Chlef du **10 Octobre 1980**. La troisième version RPA88 a été suivie par la version RPA99.

Après le séisme qui a frappé la région de Boumerdès le 21 mai 2003[1], le règlement parasismique algérien (RPA) a été modifiée. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le RPA99, version2003 qui prescrit deux méthodes d'analyse dynamique qui seront décrits ci-après.

Le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003) a cité trois méthodes pour le calcul dynamique des structures qui sont :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Il existe d'autres méthodes d'analyses sismiques linéaires et non-linéaires, comme la méthode de la poussée progressive (Pushover) et la méthode dynamique temporelle. La figure I.2 représente un organigramme sur les différentes méthodes linéaires et non-linéaires pour l'analyse dynamique des structures.

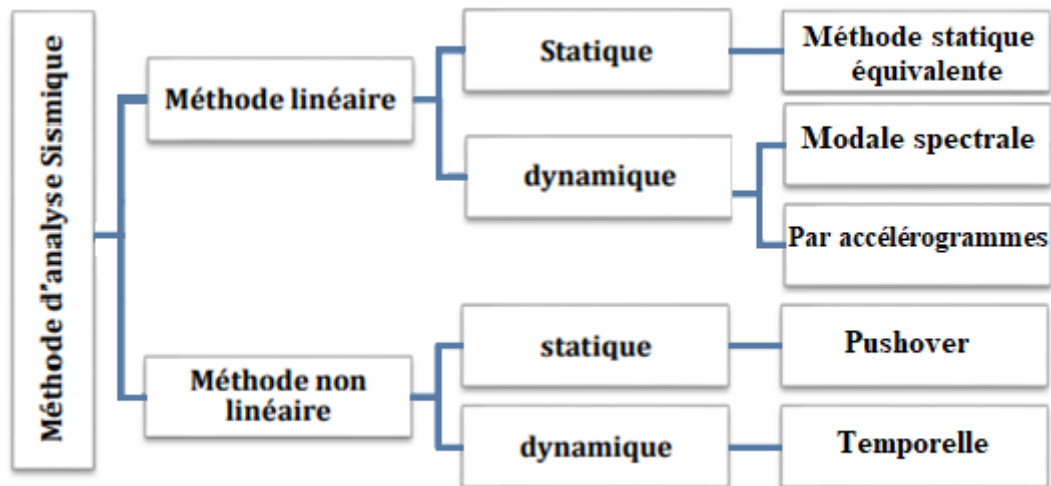


Figure I.2 : Organigramme des méthodes d'analyse sismique.

Dans ce chapitre, nous procédons à une description sommaire de la méthode statique non-linéaire plus connue sous le nom de méthode Pushover et les méthodes linéaires représentée par la méthode dynamique modale spectral et la méthode statique équivalente.

I.3. Les méthodes d'analyse sismique linéaires

I.3.1. La méthode statique équivalente

La méthode statique équivalente consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la structure par un système de force statique fictive, dont les effets sont considérés équivalents à celle de l'action sismique, afin de déterminer :

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

I.3.1.1. Condition d'application de la méthode statique équivalente

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

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites **au chapitre III, paragraphe 3.5 du RPA** 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), des conditions complémentaires (**voir RPA-page 33**)

I.3.1.2. Modélisation

- Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan avec les masses concentrées au centre de gravité des planchers et un seul degré de liberté en translation horizontale par niveau sous réserve que les systèmes de contreventement dans les deux (2) directions puissent être découplés.
- La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.
- Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

I.3.1.3. Calcul de la force sismique totale

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

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad \text{I.1}$$

I.3.2. La méthode dynamique modale spectrale

I.3.2.1. Définition

L'analyse dynamique modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure, cette méthode sert surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe et pour lesquelles la méthode statique équivalente est inapplicable.

Elle est caractérisée par :

- La sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.
- Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.

I.3.2.2. Principe de la méthode

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à 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.

I.3.2.3. Condition d'application de la méthode dynamique modale spectrale

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

I.3.2.4. Hypothèses de calcul

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

I.3.2.5. Modélisation

- ✓ Pour les structures régulières en plan comportant des planchers rigides, l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec un seul DDL en translation horizontale.
- ✓ Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- ✓ Pour les structures régulières ou non comportant des planchers flexibles, elles sont représentées par des modèles tridimensionnels encastés à la base et à plusieurs DDL par plancher.
- ✓ La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte dans le modèle toutes les fois où la réponse de la structure en dépend de façon significative.
- ✓ Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d'inertie sismiques (ex : contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).
- ✓ Dans le cas des bâtiments en béton armé ou en maçonnerie la rigidité des éléments porteurs doit être calculée en considérant les sections non fissurées. Si les déplacements sont critiques particulièrement dans le cas de structures associées à des valeurs élevées du coefficient de comportement, une estimation plus précise de la rigidité devient nécessaire par la prise en compte de sections fissurées.

I.3.2.6. Spectre de réponse de calcul

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

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

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

I.3.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée 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.

Cette méthode repose sur la résolution de l'équation du mouvement :

$$\mathbf{M} \cdot \ddot{\mathbf{X}} + \mathbf{C} \dot{\mathbf{X}} + \mathbf{K} \mathbf{X} = -\mathbf{M} \ddot{\mathbf{X}}_s \quad \text{I.3}$$

En divisant par M et en remarquant que : $\mathbf{K}/\mathbf{M} = \omega^2$ et $\frac{\mathbf{C}}{\mathbf{M}} = 2 \cdot \xi \cdot \omega$ on obtient :

$$\ddot{\mathbf{X}} + 2 \cdot \xi \cdot \omega \cdot \dot{\mathbf{X}} + \omega^2 \cdot \mathbf{X} = \ddot{\mathbf{X}}_s \quad \text{I.4}$$

I.3.3.1. Accélérogrammes:

Il existe trois catégories de classe pour les accélérogrammes :

- Les accélérogrammes réels enregistrés lors de tremblement de terre.
- Les accélérogrammes synthétiques générés à partir de modèles de ruptures ou glissement de faille.

- Les accélérogrammes artificiels générés de façon à correspondre à un spectre de réponse désiré [5].

I.3.3.2. Présentation temporelle du mouvement sismique

Les mouvements sismiques sont restitués par un sismographe, sous forme de représentation analogique, du déplacement, de la vitesse ou de l'accélération en fonction du temps. Les accélérogrammes représentent les enregistrements qui correspondent à l'accélération et constituent le paramètre principal dans l'analyse dynamique des structures. L'accélérogramme varie d'une manière irrégulière et rapide autour de zéro pendant quelques dizaines de secondes. Il est généralement décomposé en trois phases :

- a) une phase initiale où l'accélération est faible.
- b) une phase forte pendant laquelle l'accélération atteint un maximum suivi d'une phase modérée.
- c) une phase faible où l'accélération converge vers zéro.

Pour conduire une analyse sismique d'un ouvrage, la durée de la phase forte est la plus significative parce qu'elle représente le temps requis pour obtenir le maximum de l'énergie de la secousse. Étant donné que deux séismes successifs ne se ressemblent pas en termes de magnitude et du contenu fréquentiel, un enregistrement est donc unique et il n'est pas représentatif de l'ensemble des mouvements sismiques pouvant survenir en un site donné. De ce fait, l'un des enjeux cruciaux de l'analyse dynamique transitoire est la sélection des accélérogrammes pour satisfaire les exigences des règlements parasismiques. La démarche préconisée consiste à retenir plusieurs accélérogrammes pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse. Les accélérogrammes peuvent être obtenus à partir de :

- Un phénomène naturel (accélérogramme d'un séisme).
- Un signal synthétisé, qui représente les accélérogrammes artificiels [6].

La nature des accélérogrammes dépend d'un certain nombre de facteurs :

- La magnitude du séisme.
- La distance de la source de libération d'énergie.
- Les caractéristiques géologiques du terrain le long du trajet de la transmission d'onde
- Le mécanisme de la source et les conditions locales du sol [7].

I.4. Les méthodes d'analyse sismique non-linéaires

I.4.1. La méthode statique non linéaire Pushover

Au cours des 40 années écoulées, le calcul assisté par l'ordinateur a avancé d'une façon considérable grâce à l'avancée rapide dans le domaine informatique et au développement de

nouvelles méthodes pour l'évaluation et la conception sismique des structures, parmi ces méthodes des méthodes de conception basée sur la performance, ces méthodes base leur méthodologie essentiellement sur la méthode d'analyse statique non linéaire, plus connue sous le nom de méthode Pushover.

Certaines réglementations, notamment le **ATC 40** et le **FEMA 273**, ont incorporés des méthodes pour déterminer la demande en déplacement imposé à un bâtiment susceptible d'avoir un comportement inélastique pendant un séisme. Parmi les méthodes pour la prise en compte du comportement non-linéaire, la procédure la plus répandue est la méthode d'analyse non-linéaire statique développée originalement par Freeman et al en 1975.

I.4.1.1 Quelque définition de la méthode Pushover

- La méthode d'analyse Pushover est la méthode préférée pour l'évaluation de la performance sismique des structures par les réglementations et les importants codes des travaux de réhabilitation, parce qu'elle est conceptuellement et informatiquement simple. L'analyse Pushover permet de tracer la séquence d'écoulement, la ruine des éléments et le niveau de dommage structurel, ainsi que les progrès de la courbe globale de la capacité de la structure. [8].
- L'analyse en poussée progressive est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes d'effondrement commencent à apparaître dans la structure, les résultats de cette analyse sont représentés sous formes de courbes qui relient les efforts tranchants à la base en fonction du déplacement de la structure .
- Push over est une méthode d'analyse de structures qui permet d'établir la courbe de capacité d'une structure soumise à un chargement statique croissant.
- La méthode d'analyse statique non linéaire Pushover est une méthode approximative dont laquelle la structure est assujettie à une charge latérale croissante jusqu'à atteindre un déplacement cible.

I.4.1.2. But de l'analyse Pushover

Le but de l'analyse Pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. Puis a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique appelée force statique équivalente. A partir de cette charge appliquée par étape, le comportement non linéaire de la structure peut être défini.

L'analyse statique non linéaire est supposée donner des informations sur beaucoup de caractéristiques de la réponse, on cite [2] :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- estimations des déplacements entre les niveaux qui tiennent compte des discontinuités des résistances ou des rigidités et qui peuvent être utilisés pour contrôler l'endommagement et pour évaluer l'effet P- Δ . [9]

I.4.1.3. Principe général

L'analyse en poussée progressive est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes d'effondrement commencent à apparaître dans la structure, les résultats de cette analyse sont représentés sous formes de courbes qui relient les efforts tranchants à la base en fonction du déplacement de la structure.

L'analyse Pushover est utilisée généralement pour se référer aux procédures statiques non linéaires appliquées pour évaluer la performance sismique des structures existantes, aussi bien pour la conception des nouveaux bâtiments. C'est un outil puissant pour la méthodologie de conception basée sur la performance, qui est présentée dans plusieurs règlement et directives sismiques récentes.

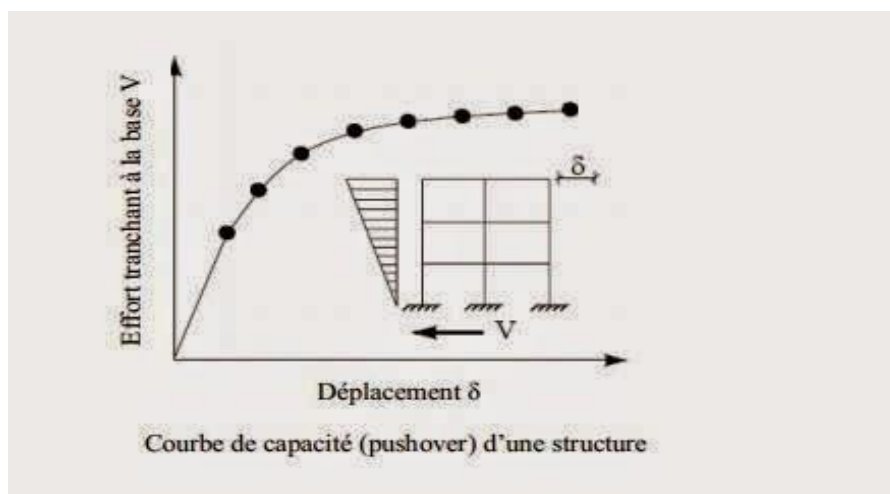


Figure I.3 : Courbe de capacité d'une structure (Pushover).

I.4.1.4. Diagramme de Capacité

Une fois la courbe de Pushover obtenue, on cherche à la transformer en une courbe de capacité équivalente reliant l'accélération d'une structure à un degré de liberté à son déplacement.

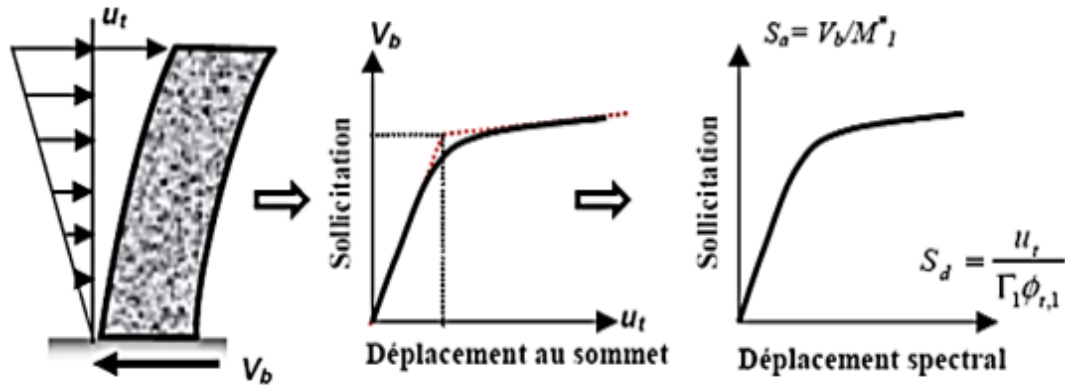


Figure I.4: Conversion de la courbe de Pushover vers la courbe de capacité.

I.4.1.5. Les méthodes Pushover et leur application dans les règlements sismiques récents

La communauté d'ingénierie parasismique n'a pas prêté beaucoup d'attention aux méthodes de **Pushover** jusqu'au milieu des années 90, quand une percée de ces méthodes s'est produite. Les exemples actuels des méthodes basées sur **Pushover**, incluent la méthode du spectre de capacité et la méthode N2. Les différentes variantes de la méthode du spectre de capacité sont appliquées dans les directives sismiques d'ATC-40. Les différentes variantes de la méthode N2 sont appliquées dans FEMA-273 – FEMA-356 et l'eurocod-8. Toutes les méthodes combinent une analyse **Pushover** d'un modèle à plusieurs degrés de liberté avec l'analyse du spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent. Les spectres inélastiques ou les spectres élastiques avec l'amortissement équivalent et la période sont appliqués.

a) La méthode du spectre de capacité

La méthode du spectre de capacité est une méthode qui permet une comparaison graphique entre la capacité de la structure et la demande de tremblement de terre. La capacité de résistance latérale de la structure est représentée par une courbe force-déplacement obtenue à partir de l'analyse Pushover, et la demande de tremblement de terre est représentée par sa courbe de spectre de réponse. Les deux courbes sont tracées sur un graphique, en utilisant les mêmes coordonnées dans le format (ADRS) (Accélération Displacement Response Spectrum), comme illustré dans la (figure I-5) où est la Pseudo-accelération spectral et est le déplacement spectral. L'intersection de la courbe de capacité avec la courbe de demande rapproche la performance prévue et les

réponses maximales de la structure sous un séisme donné. Cette méthode graphique montre la relation entre la capacité du bâtiment et la demande sismique

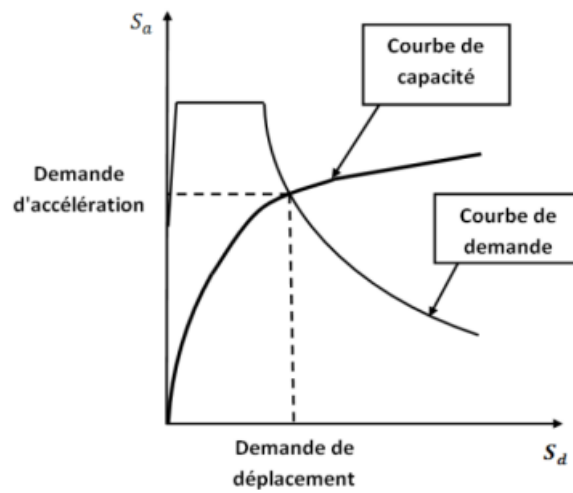


Figure I.5: Représentation graphique de la méthode de spectre de capacité.

b) La méthode N2

Le développement de la méthode de N2 a commencé dans le milieu des années 80. L'idée de base est venue du modèle développé par **Saidii et Sozan**. Cette méthode combine l'analyse Pushover d'un système à plusieurs degrés de liberté avec l'analyse du spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent. Contrairement, à la méthode de spectre de la capacité qui est basée sur l'utilisation des spectres élastiques avec l'amortissement visqueux équivalent, la méthode N2 est basée sur l'utilisation des spectres inélastique pour éviter des itérations lors de l'évaluation des quantités de réponse de demande requises. En général, la méthode de N2 est convenable pour les structures dominées par le premier mode. La méthode de N2 est considérée semblable à la méthode de spectre de la capacité, si elle est basée sur des spectres de réponse inélastique.

I.4.1.6. Les étapes de l'analyse Pushover avec logiciel SAP2000

- **Etape1 :** Modélisation et analyse élastique linéaire de la structure.
- **Etape2 :** Vérification et ferrailage de la structure.
- **Etape3 :** Définition du comportement non linéaire des éléments.
- **Etape4 :** Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Pushover).
- **Etape5 :** Analyse statique non linéaire et extraction de la courbe de capacité.

I.4.1.7. La courbe de push over

L'analyse Pushover est effectuée en appliquant une série d'analyses statiques inélastiques sur le bâtiment en utilisant un mode de chargement latéral présélectionné basé sur le premier

mode de vibration de la structure ou les modes de chargement latéral statiques équivalents dans les règlements sismiques.

Le mode de chargement demeure sans changement pendant l'analyse Push over, mais sa grandeur est augmentée incrémentalement jusqu'à ce que le bâtiment atteigne un déplacement cible spécifique. Généralement, ce déplacement cible est pris pour représenter le déplacement au sommet du bâtiment quand il éprouve une excitation sismique.

Les résultats de l'analyse Push over sont employés pour estimer la capacité du bâtiment en traçant la variation du déplacement au sommet en fonction de l'effort tranchant à la base du bâtiment. Cette courbe est connue sous le nom « Courbe Push over ».

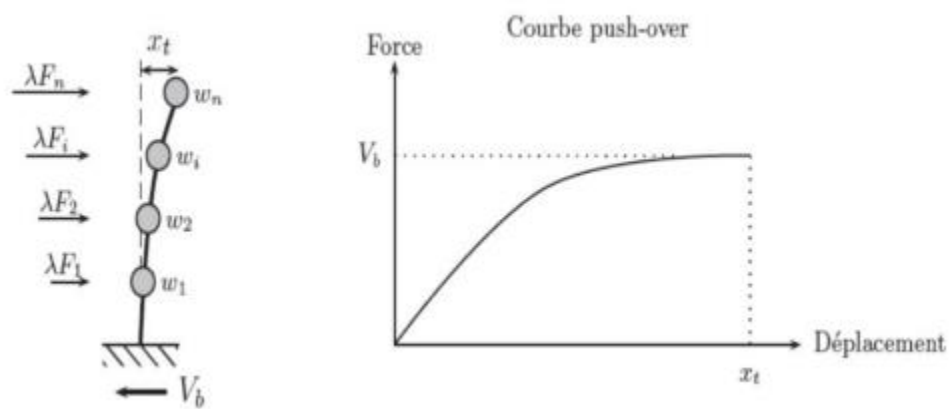


Figure I.6: Courbe Pushover.

I.4.1.8. Les étapes générales de la méthode Pushover

- Construction de la courbe de capacité à partir de la courbe de Pushover de la structure.
- Conversion du spectre de réponse élastique au spectre de demande (inélastique).
- Détermination du point de performance de la structure.
- Conversion du point de performance à la demande de ductilité sur chaque élément de la structure.

I.4.1.9. Hypothèses d'élaboration de la méthode (Pushover)

L'analyse Pushover est basée sur la supposition que la réponse de la structure peut être assimilée à un système à un seul degré de liberté DDL équivalent ; ce qui fait que la forme de ce mode reste inchangée (constante) durant l'excitation.

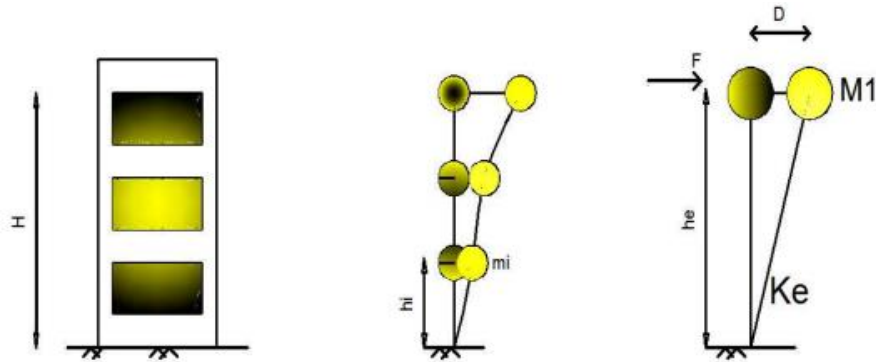


Figure I.7: Hypothèse du système équivalent. (Pushover).

I.4.1.10. Les différents guides de l'analyse Pushover

Il existe différents guides traitant cette méthode :

- FEMA 273 / 356 (Federal Emergency Management Agency).
- FEMA 273, 1997 "Guidelines for the seismic Rehabilitation of Buildings".
- FEMA 356, 2000 "Prestandard and Commentary for the seismic Rehabilitation, of Buildings".
- ATC 40 (Applied Technology Council). "California seismic safety commission".
- ATC 40, 1996 "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings".
- EC 8 (Eurocode 8). Norme Européenne, prEN1998-1, "calcul des structures pour leur résistance aux séismes-Partie 1 Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments".

I.4.1.11. Les avantages de l'analyse statique non linéaire

- ❖ Les procédures statiques non linéaires n'ont pas besoin de toutes les données d'entrée exigées pour les procédures dynamiques non linéaires, dans l'analyse statique non linéaire, la structure est soumise à un mode de chargement latéral croissant qui est prédéfini en utilisant des règles sismiques, jusqu'à ce qu'un mécanisme local ou global soit réalisé.
- ❖ La procédure statique non linéaire prévoit la distribution critique des demandes dans tous les éléments structuraux, qui permet l'identification des éléments critiques pendant le mouvement terrestre, et qui devraient être pris en compte pendant le processus de conception.
- ❖ Identification des zones critiques dans lesquelles les demandes en déformation sont supposées être particulière durant la conception.
- ❖ Identification des discontinuités des résistances en plan ou en élévation qui résultent des modifications des caractéristiques dynamiques dans le domaine non linéaire.
- ❖ Estimations des demandes en déformations pour les éléments qui doivent se déformer inélastiquement pour dissiper l'énergie provenant des séismes.

I.4.1.12. Les limites de l'analyse statique non-linéaire :

Malgré que l'analyse Pushover nous fournisse des réponses adéquates dans plusieurs cas, il garde toujours des cas non résolus, qui ont besoin d'être résolus à travers la recherche et le développement, parmi ces cas, nous citerons : [6]

- ❖ Incorporation des effets de torsion (due aux irrégularités dans la masse, la rigidité et la résistance).
- ❖ Problèmes de dommages cumulatifs.
- ❖ Plus important encore, l'examen des effets de mode supérieur une fois qu'un mécanisme local s'est formé Puisque l'analyse Pushover est de nature approximative et elle est basée sur l'application d'un chargement statique, elle ne peut pas représenter les phénomènes dynamiques avec un grand degré d'exactitude, comme elle ne peut pas détecter quelques modes de déformations importants qui se produisent dans la structure soumise à un séisme sévère.

I.4.2. La méthode dynamique non linéaire temporelle

L'analyse non linéaire temporelle est la méthode la plus précise pour la détermination de la demande en force ou en déformation de n'importe quel type d'éléments sous différents états de charges sismiques. Vu la précision de cette méthode, elle requiert la définition de plusieurs paramètres tels que lois de comportement, dégradation de la rigidité...etc. de plus dans cette méthode les équations du mouvement sont intégrées pas à pas (intégration incrémentale), par conséquent elle demande un volume de stockage de mémoire et un temps d'exécution très important.

Cette méthode est indiquée pour analyser la réponse dynamique de structures soumises à des charges dynamiques prolongées (par exemple, les charges non constantes provoquées par des engins de chantier ou des mouvements sismiques). Pour des précisions mathématiques et les particularités de l'application.

I.5. Conclusion

Dans le présent chapitre nous avons exposé les différents méthodes d'analyses quelque soit linéaire représentée par la méthode modale spectrale et la méthode statique équivalente ou statique non linéaire (Pushover). Ainsi que la méthode dynamique temporelle.

Ces méthodes d'analyses sont des outils puissants. Elles permettent aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes.

Chapitre II :

Présentation et pré-dimensionnement de
l'ouvrage

II. Présentation de l'ouvrage :

II.1. Introduction :

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment (**RDC+6**) à usage d'habitation, il sera implanté à Ain defla (Sidi lakhder) qui est classée comme zone d'une sismicité moyenne (**Zone II .b**) selon le classement des zones établi par le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 /version 2003**).

Dans le cadre de cette étude, nous avons utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS V.17** pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour dimensionner les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **CBA93** et le **RPA99/version2003**.

II.2. Caractéristique de l'ouvrage :

II.2.1. Caractéristique géométrique :

Notre bâtiment comporte :

- Le Rez-de-chaussée à usage d'habitation.
- Du 1^{ème} au 6^{ème} étages à usage d'habitation.

Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment 21,42m
- Hauteur du rez-de-chaussée..... 3,06 m
- Hauteur de l'étage courant 3,06 m

Dimensions en plan :

- Longueur totale en plan.....27,20 m
- Largeur totale en plan..... 18,20 m

II.2.2. Caractéristiques du site :

- ✓ Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme zone de sismicité moyenne (**zone II.b**).
- ✓ Le site est considéré comme meuble S3 (Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol}=2$ bars).
- ✓ Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens, D'après (**RPA 99 version 2003**) le système de contreventement du bâtiment est un système voiles porteurs (type 2).

II.2.3. Les plans d'architectures :

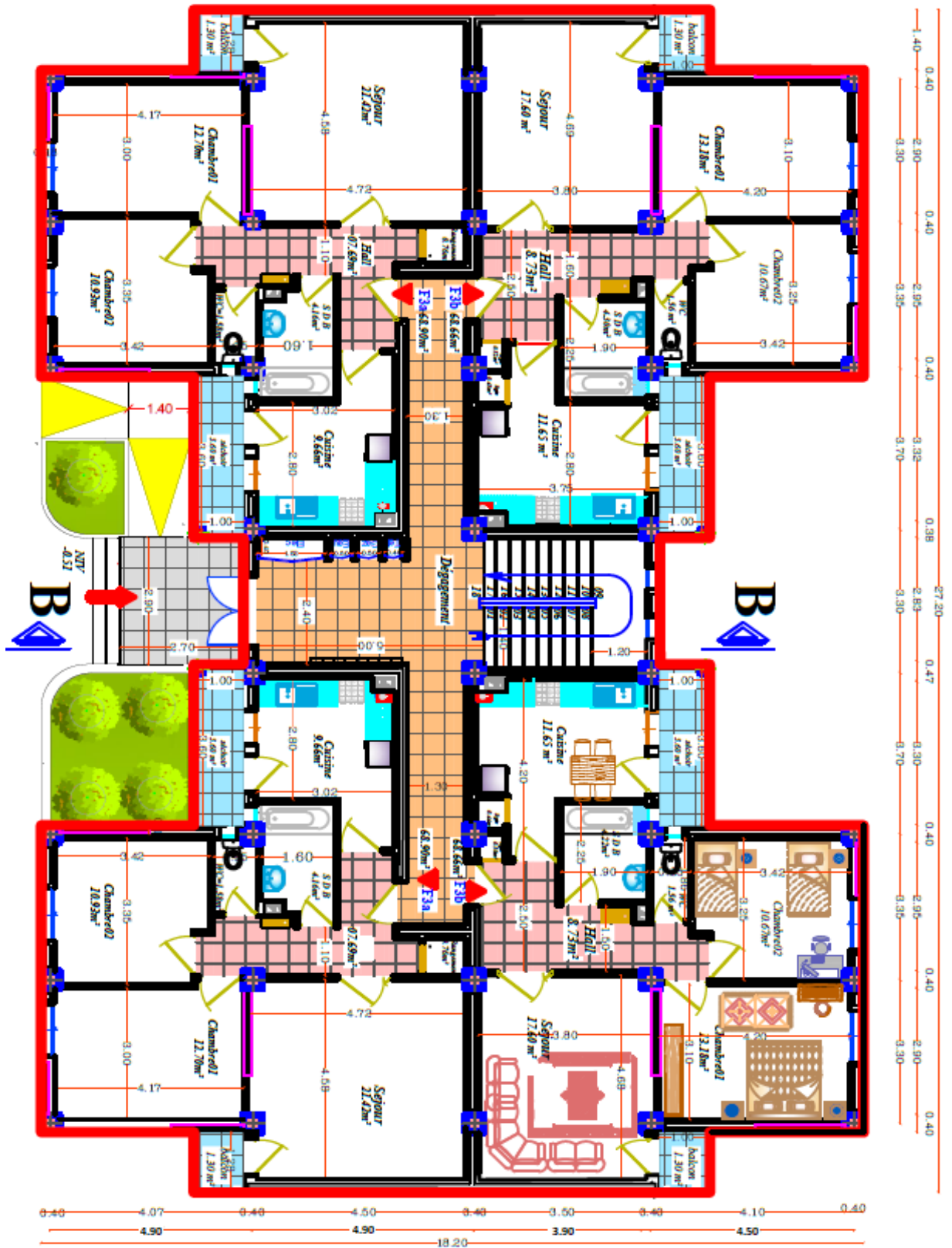
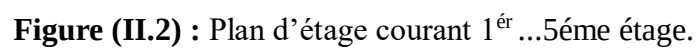
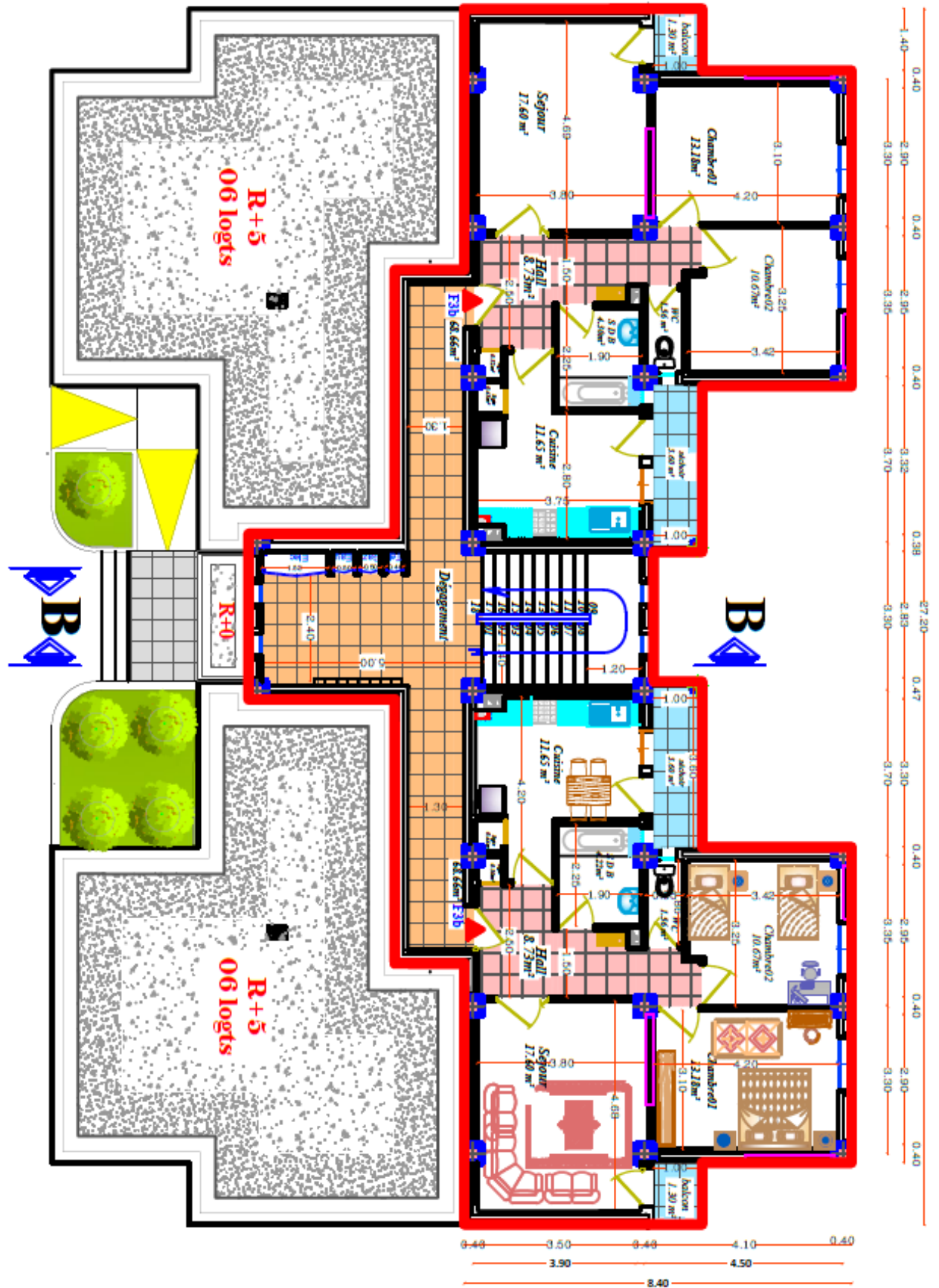


Figure (II.1) : Plan du RDC.



Figure (II.3) : Plan de 6^{ème} étage.

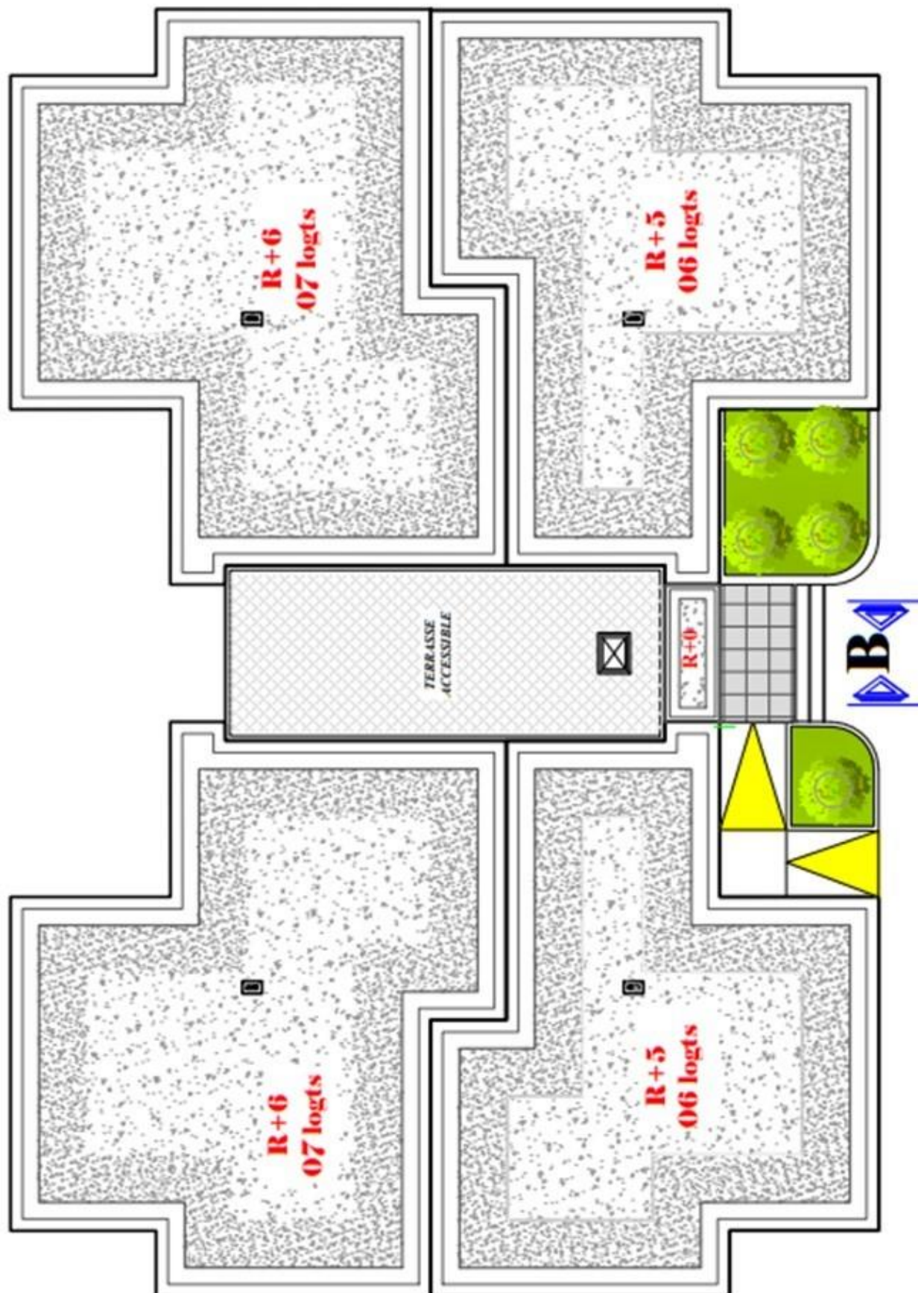


Figure (II.4) : Plan de Terrasse.



Figure (II.5) : Façade principale.

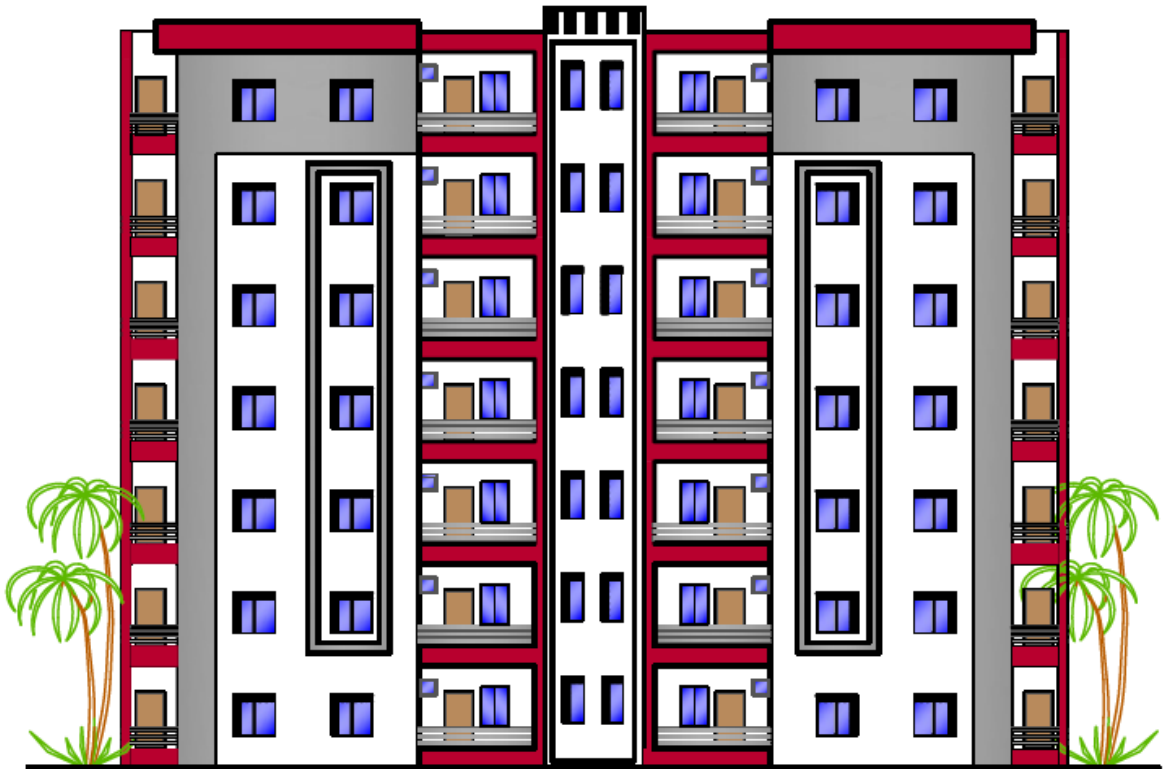


Figure (II.6) : Façade postérieure.

II.2.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**II.2.4.1. Résistance caractéristique du béton à la compression :**

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

On prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$

II.2.4.2. Résistance caractéristique du béton à la traction :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{II.1}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \rightarrow f_{tj} = 2.1 \text{ MPA}$$

II.2.4.3. Module de déformation longitudinal instantané du béton :

$E_{ij} = 32164,2 \text{ MPA}$, calculé selon la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{II.2}$$

II.2.4.4. Module de déformation longitudinal différé du béton :

$E_{vj} = 10819 \text{ MPA}$, calculé selon la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{II.3}$$

- Module de déformation longitudinale des armatures : $E_s = 200000 \text{ MPA}$

- Poids volumique du béton : $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

II.2.4.5. Les contraintes limites de calcul :**II.2.4.5.1. Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU) :**

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{II.4}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

- $f_{bu} = 14.17 \text{ MPA}$ cas des situations durables ou transitoires.
- $f_{bu} = 18.48 \text{ MPA}$ cas des situations accidentelles.

II.2.4.5.2. Contraintes limites à l'état limite de service (ELS) :

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} \quad \text{II.5}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Donc : } \sigma_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPA}}$$

II.2.4.6. Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson est défini comme l'opposé du rapport de l'allongement relatif transversal sur l'allongement relatif longitudinal.

$$\nu = \frac{\Delta l/l}{\Delta L/L} \quad \text{II.6}$$

- $\nu = 0$: calcul des sollicitations (béton fissuré).
- $\nu = 0.2$: calcul des déformations (béton non fissuré).

II.2.4.7. La limite élastique de l'acier :

L'acier utilisé pour constituer les pièces en béton armé est :

- Barres à haute adhérences (HA) : **FeE400** $\Rightarrow$ Donc : $f_e = \mathbf{400 \text{ MPA}}$

II.2.4.8. Module d'élasticité de l'acier :

Les aciers sont caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier à : $E_s = \mathbf{2.1 \times 10^5 \text{ MPA}}$

II.3. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

II.3.1. Pré dimensionnement des planchers :

II.3.1.1. Plancher en corps creux :

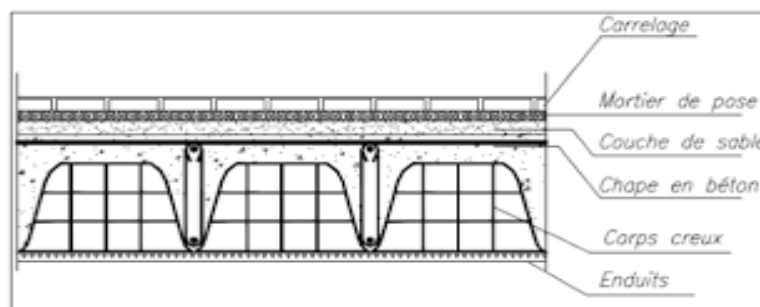


Figure II.7. Coupe d'un plancher en corps creux.

Pour le pré dimensionnement de l'épaisseur du plancher on utilise la formule empirique

Suivante :

$$\frac{L}{25} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{II.7}$$

Avec :

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

L : La poutrelle la plus longue entre nus d'appuis axe.

$$\frac{490}{25} \leq e \leq \frac{490}{20} \Rightarrow 19.6 \text{ cm} \leq e \leq 24.5 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

II.3.1.2. Dalles pleines :

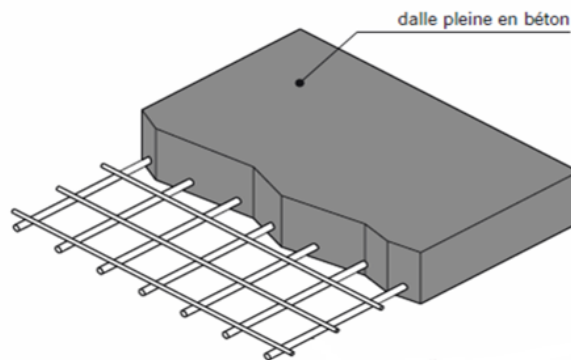


Figure II.8. Coupe du plancher à dalle pleine.

- **Résistance au feu :**

$e = 7\text{cm}$ pour une heure de coup de feu.

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coup de feu.

On prend : $e_1 = 11\text{cm}$

- **Isolation phonique :**

Le confort acoustique exige une épaisseur minimale de 15 cm.

On prend: $e_2 = 15\text{cm}$

- **Résistance à la flexion :**

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur deux appuis :

$$L_x/35 \leq e \leq L_x/30 \quad \text{II.8}$$

- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

$$L_x/50 \leq e \leq L_x/40 \quad \text{II.9}$$

Avec :

e : l'épaisseur de la dalle.

L_x : la petite portée de la dalle axe.

L_y : la grande portée de la dalle axe.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{370}{490} = 0.755 > 0.4$$

$$\frac{L}{50} \leq e_3 \leq \frac{L}{40} \Rightarrow \frac{370}{50} \leq e_3 \leq \frac{370}{40} \Rightarrow 7.4 \text{ cm} \leq e_3 \leq 9.25 \text{ cm}$$

$$e = \text{Max}(e_1; e_2; e_3) = 15 \text{ cm}$$

II.3.1.3. Evaluation des charges :

Le calcul des charges et surcharges est effectué selon DTRB.C.22.

a) Plancher en corps creux:

Tableau II.1 : Charge pour plancher terrasse (inaccessible).

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)
Gravillons roulé (5 cm)	0.80	
Forme de pente (1.5%)	2.64	
Couche d'isolation (4 cm)	0.16	
Plancher (16+4)	2.85	
Etanchéité multicouche	0.12	
Enduit en plâtre (2 cm)	0.20	
TOTAL	6.77	1.00

Tableau II.2 : Charge pour plancher courant (accessible).

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)
Carrelage	0.40	
Mortier de pose	0.40	
Cloison de distribution	0.90	
Enduit	0.20	
Plancher (16+4)	2.85	
Lit de sable	0.54	
TOTAL	5.29	1.50

b) Plancher en dalle pleine :**Tableau II.3 :** Charges du dalle pleine terrasse (inaccessible).

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)
Gravillon de protection	0.80	
Etanchéité multicouche	0.12	
Forme de pente	2.64	
Liège (isolant)	0.16	
Enduit en plâtre	0.20	
Dalle pleins	3.75	
TOTAL	7.67	1.00

Tableau II.4 : Charges des dalles pleines.

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)
Carrelage	0.40	
Mortier de pose	0.40	
Lit de sable	0.54	
Enduit en ciment	0.36	
Dalle pleine	3.75	
TOTAL	5.45	1.50

II.3.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé des sections rectangulaires, elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Selon « **R.P.A 99 version 2003** » (**article 7.5**) les dimensions des poutres deviennent respecter les normes suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \geq 30 \text{ cm}$
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{max} \leq 1.5h + b_1$

Où : b : la largeur de la poutre.

h : la hauteur utile de la poutre.

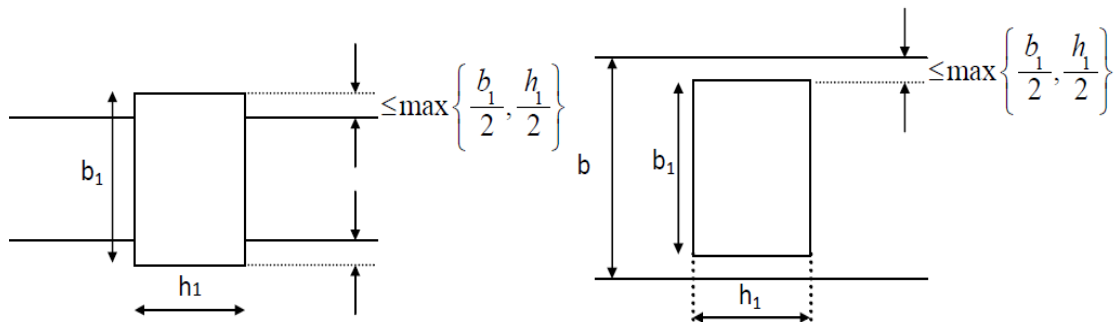


Figure II.9 : Démenions à respecter selon RPA99-V2003.

-Pour le pré-dimensionnement des poutres de notre projet on utilise les conditions suivantes :
 -D'après le « BAEL 91 modifié 99 » :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \quad \text{II.10}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \text{II.11}$$

Avec:

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

II.3.2.1. Poutres principales (sens YY) :

On a : $L=4.90 \text{ m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 32.66 \text{ cm} \leq h \leq 49 \text{ cm}$$

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

$$h = 45 \text{ cm} \Rightarrow 0.3h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 36$$

On prend: **b=30 cm**

- **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm > 20cm \Rightarrow \text{vérifiée} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 45cm > 30cm \Rightarrow \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.5 \Rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

II.3.2.2. Poutres secondaires (sens XX) :

On a : L=3.70 m

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 24.66cm \leq h \leq 37cm$$

On prend: **h=40 cm**

$$h = 40cm \Rightarrow 0.3h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 12cm \leq b \leq 32cm$$

On prend: **b=30 cm**

- **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 » :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \Rightarrow b = 30cm > 20cm \Rightarrow \text{vérifiée} \\ h \geq 30cm \Rightarrow h = 40cm > 30cm \Rightarrow \text{vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = 1.33 \Rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les résultats obtenus dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : Pré dimensionnement des poutres.

Types des poutres	L (cm)	h (cm)	b (cm)	Vérification (Condition minimal)	Section (bxh)
Poutres Principales	490	45	30	Vérifiée	30 × 45
Poutres Secondaires	370	40	30	Vérifiée	30 × 40

II.3.3. Pré dimensionnement des poteaux :

-Les poteaux en béton armé sont des éléments porteurs verticaux avec armature incorporée. Ce sont les points d'appui et les éléments porteurs de l'ossature et transmettent des charges concentrées.

-En **zone (II.b)** les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $Min(b, h) \geq 30cm$
- $Min(b, h) \geq h_e/20$
- $1/4 < b/h < 4$

Avec :

(h,b) : dimension de la section.

he : hauteur d'étage.

-D'après l'article B.8.4.1 du CBA93, l'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{II.12}$$

Avec:

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que:

$\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_b=1,15$ situation accidentelle.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que:

$\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

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

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

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

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

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\frac{\lambda}{35})^2} \dots\dots \text{pour } \lambda < 50 \\ \alpha = 0.6(\frac{50}{\lambda})^2 \dots\dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 100 \end{cases} \quad \text{II.13}$$

λ : L'élanement du poteau considéré (pour les poteaux carrés il est préférable de prendre $\lambda = 35 \Rightarrow \alpha = 0.708$)

B : aire total de la section du poteau.

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

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

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

Poteaux rectangulaires... $B_r = (a - 0.02) \times (b - 0.02) \text{ m}^2$

-On tire de l'équation la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B\gamma_s} \right)} \quad \text{II.14}$$

Selon le « BAEL 91 modifié 99 article A.8.1.2 » :

$$0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \quad \text{II.15}$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{B} = 0.1\%$$

Alors :

$$B_r = 0.066N_u \text{ avec: } N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$B_r = (a - 0.02)(b - 0.02); \text{ on a ; } a = b \Rightarrow B_r = (a - 0.02)^2$$

❖ Les charges permanentes :

On fait la descente des charges du plancher terrasse jusqu'au RDC, on majore de 15% la charge permanente.

❖ Les charges d'exploitation:

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, nous appliquons pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5 Q.

Q: Charge d'exploitation.

$Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par « DTR BC.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation article 6.3 ».

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$: les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II.6. Dégression des surcharges.

Niveau des planchers	Surcharges	$\sum$ Surcharges	$\sum$ Surcharges
T	Q0	$\sum^0 = Q_0$	1
P02	Q1	$\sum^1 = Q_0 + Q_1$	2.5
P03	Q2	$\sum^2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$	3.85
P04	Q3	$\sum^3 = Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
P05	Q4	$\sum^4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
P06	Q5	$\sum^5 = Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
RDC	Q6	$\sum^6 = Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75

II.3.3.1. Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau :

Tableau II.7. Surface des poteaux.

	S TOTALE	S POTEAUX	S POUTRE	S DALLE
Poteau central	16.8m ²	0.16m ²	2.2m ²	4.345m ²
Poteau de rive	9.24m ²	0.16m ²	1.68m ²	7.4m ²
Poteau d'angle	5.28m ²	0.16m ²	1.14m ²	3.98m ²

Tableau II.8. Surface des poteaux les plus sollicités.

Surface offerte (m ²)		
Poteau central	Poteau de rive	Poteau d'angle
16.8	9.24	5.28

Donc : Le poteau le plus sollicité reprend une surface : **S =16.8 m²**

II.3.3.2. Détermination des charges :

➤ **Charges permanente :**

a) Niveau Terrasse :

- **Poids plancher terrasse :** $G_{pt} = 6.78 \times 10.28 = 69.70 \text{ KN}$
- **Poids dalle pleine terrasse :** $G_{dt} = 7.67 \times 4.14 = 31.75 \text{ KN}$
- **Poids des poutres principales :** $G_{pp} = 0.30 \times 0.45 \times 3.8 \times 25 = 12.82 \text{ KN}$
- **Poids des poutres secondaires :** $G_{ps} = 0.30 \times 0.40 \times 3.6 \times 25 = 10.8 \text{ KN}$
- **Poids du poteau :** $G_p = 0.40 \times 0.40 \times 25 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$

$$G = 137.31 \text{ KN}$$

b) Niveau 2, 3, 4, 5, 6, RDC :

- **Poids plancher courant :** $G_{pt} = 5.29 \times 10.28 = 54.38 \text{ KN}$
- **Poids dalle pleine courant :** $G_{dt} = 5.45 \times 4.14 = 22.56 \text{ KN}$
- **Poids des poutres principales :** $G_{pp} = 0.30 \times 0.45 \times 3.8 \times 25 = 12.82 \text{ KN}$
- **Poids des poutres secondaires :** $G_{ps} = 0.30 \times 0.40 \times 3.6 \times 25 = 10.8 \text{ KN}$
- **Poids du poteau :** $G_p = 0.40 \times 0.40 \times 25 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$

$$G = 112.80 \text{ KN}$$

➤ Charges d'exploitations :

Tableau II.9. Surcharge d'exploitation de Poteau central.

Niveaux	Q (KN/m ²)	NQ (KN)
N1	1.00	16.80
N2	2.50	42.00
N3	3.85	64.07
N4	5.05	84.84
N5	6.10	102.48
N6	7.00	109.20
RDC	7.75	121.80

Tableau II.10. Choix des sections des poteaux centraux.

Niveaux	G(KN)	NG(KN)	NQ(KN)	Nu(KN)	Br(cm ²)	a(cm)	RPA(cm ²)	Choix(cm ²)
PT	137.31	137.31	16.80	210.56	138.9	13.78	30 × 30	40 × 40
P02	112.80	250.11	42.00	215.28	142.08	13.91	30 × 30	40 × 40
P03	112.80	362.91	64.07	248.38	163.93	14.80	30 × 30	40 × 40
P04	112.80	475.71	84.84	279.54	184.49	15.58	30 × 30	40 × 40
P05	112.80	588.51	102.48	306	201.96	16.21	30 × 30	40 × 40
P06	112.80	701.31	109.20	316.08	208.61	16.44	30 × 30	40 × 40
RDC	112.80	814.11	121.80	334.98	221.08	16.86	30 × 30	40 × 40

✓ Vérification selon RPA99:

• Section (40x40) cm²:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25 \Rightarrow \text{Min}(40, 40) = 40\text{cm} > 25\text{cm} \Rightarrow \text{vérifiée} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{he}{20} \Rightarrow 40\text{cm} > \frac{306}{20} = 15.3\text{cm} \Rightarrow \text{vérifiée} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{40}{40} = 1 \Rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

II.3.4. Pré dimensionnement des voiles de contreventement :

Les voiles sont des murs en béton armé (refends), ils reprennent les charges verticales (G, Q) transmises par les planchers et la charge horizontale due au séisme, pour leur pré-dimensionnement, nous sommes basés sur les recommandations du règlement RPA99 version 2003.

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effet de séisme.

D'après L'article 7.7.1 RPA99 (1) « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

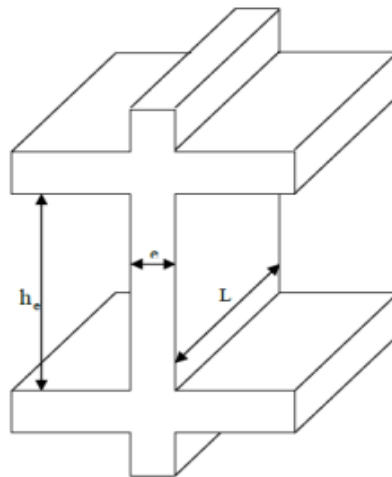


Figure II.10. Coupe de voile en élévation.

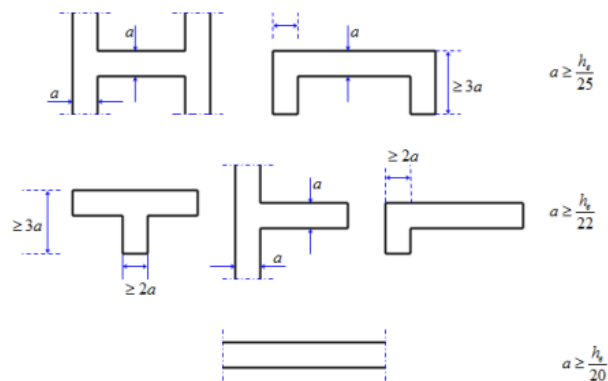


Figure II.11. Coupe de voile en plan.

À partir de la hauteur libre d'étage h_e et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$\text{-Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : } e_v \geq \text{Max}\left(\frac{h_e}{25}; 15\text{cm}\right) \quad \text{II.16}$$

$$\text{-Pour les voiles avec un seul about sur des poteaux : } e_v \geq \text{Max}\left(\frac{h_e}{22}; 15\text{cm}\right) \quad \text{II.17}$$

$$\text{-Pour les voiles avec abouts libres : } e_v = \text{Max}\left(\frac{h_e}{20}; 15\text{cm}\right) \quad \text{II.18}$$

$$h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{h_e}{25} = 10.64 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{22} = 12.09 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{20} = 13.30 \text{ cm} \\ e \geq \text{Max}\left(e_{\min}; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20}\right) \\ e \geq \text{Max}(15\text{cm}; 10.64\text{cm}; 12.09\text{cm}; 13.30\text{cm}) \\ e \geq 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On adopte que : **e=20cm**

II.4. L'acrotère :

II.4.1.Définition :

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé. Soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastree au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 ml. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure ci-dessous.

1. Charges permanentes :

D'après le calcul on a : $G = 2.25 \text{ kN/ml}$

2. Charge d'exploitation : $Q_m = 1 \text{ kN/ml}$ (Main courante).**3. Des forces horizontales (F_p) :**

D'après le **RPA99 modifié en 2003 (Article 6.2.3)**, les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad \text{II.19}$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique (zone II.b) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe 2) :

$$A = 0.20$$

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

$$C_p = 0.80 \text{ (Élément en console).}$$

W_p : poids de l'acrotère $G = 2.25 \text{ kN/ml}$

$$\text{D'où : } F_p = 4 \times 0.20 \times 0.8 \times 2.25 \Rightarrow F_p = 1.44 \text{ Kn/ml}$$

$$Q = \max(Q_m ; F_p) \rightarrow ; Q = \max(1 ; 1.44) ; Q = 1.44 \text{ Kn/ml}$$

- Calcul des sollicitations :**

Pour une bande de 1m de largeur : le tableau suivant regroupe tous les efforts qui agissent sur l'acrotère.

Tableau II.11. Les sollicitations appliquées sur l'acrotère.

	ELU	ELS
Effort normal	$N_u = 1.35 \times G = 3.04 \text{ KN}$	$N_{ser} = 2.25 \text{ KN}$
Effort tranchant	$T_u = 1.5 \times Q = 2.16 \text{ kN/ml}$	$T_{ser} = 1.44 \text{ KN/ml}$
Moment fléchissant	$M_u = 1.5 \times Q \times H = 1.62 \text{ KN.ml}$	$M_{ser} = 1.08 \text{ KN.ml}$

➤ **Ferraillage :**

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

$$h = 10\text{cm} ; b = 100\text{cm} ; d = 8\text{cm} ; \sigma_{bc} = 14.17\text{Mpa} \quad F_e = 400\text{Mpa}$$

$$f_{c28} = 25\text{Mpa} ; c' = c = 2\text{cm}$$

- Calcul des armatures à L'E.L.U
- Calcul de l'excentricité :

$$e = e_0 + e_2 + e_a \quad \text{II.20}$$

Avec :

e_0 : Excentricité de 1^{er} ordre :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} \quad \text{II.21}$$

➤ e_a : Excentricité accidentelle : $e_a = \max(2\text{cm} ; H/250 \text{ cm})$

➤ e_2 : Excentricité de 2^{ème} ordre due au flambement :

$$e_2 = \frac{3Lf \times 2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \cdot \psi) \quad \text{II.22}$$

➤ α : Rapport de moment de 1^{er} ordre du aux charges permanentes $\{\alpha=0\}$.

ψ : Rapport de la déformation finale due au fluage $\{\psi = 2\}$.

a) Excentricité de 1^{er} ordre :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.62}{3.04} = 0.533 \text{ m}$$

$$e_a = \text{Max} \left(2 \text{ cm} ; \frac{H}{250} \text{ cm} \right) = \text{Max}(2\text{cm}; 0.24\text{cm}) = 2\text{cm}$$

b) Excentricité de 2^{ème} ordre :

$$e_2 = \frac{3 \times (2 \times 60)^2}{10^4 \times 10} (2 + 0 \times 2) = 0.86\text{cm}$$

$$\text{Donc : } e = 53.3 + 3 + 0.86 = 56.16\text{cm}$$

$$e = 56.16\text{cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limité par les armatures et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement

comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

1. Calcul d'armature Le moment fictif :

$$M_f = N u \cdot e_A \quad \text{II.23}$$

e_A : La distance entre centre de pression et la fibre le plus tendu.

$$e_A = e_0 + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 53.3 + \left(8 - \frac{10}{2}\right) = 56.3 \text{ cm}$$

$$M_f = 3.04 \times 0.563 = 1.712 \text{ KN.m}$$

$$A_s = A_{sf} - \frac{N}{\sigma_s} \quad \text{II.24}$$

Tableau II.12. Ferrailage de l'acrotère.

Mf (KN.m)	μ	$\mu < \mu_{lu}$	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_{sf} (cm ²)	A_s (cm ²)	Choix	A_s (cm ²)
1.712	0.019	Oui	0	0.024	7.92	0.563	0.476	4T8	2.01

✓ Vérification :

Il faut Vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millièème et par la règle de non fragilité :

$$A_{s \min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\} \quad \text{II.25}$$

Avec :

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}; f_e = 400 \text{ MPa}; b = 100 \text{ cm}; d = 9 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max}\{1 \text{ cm}^2; 0.96 \text{ cm}^2\} = 1 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\text{On prend } A_s = 4\text{T8 avec un espacement : } St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

2. Les armatures de répartitions :

$$\text{Sont calculées par : } A_r \geq \frac{A_s}{4} \quad \text{II.26}$$

$$\text{Soit : } A_r = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement } St = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$$

• **Vérification à l'E.L.S :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = 48 \text{ cm} \quad \text{II.27}$$

$$\text{On a : } e_0 = 48 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

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

$$C = d - e_a \quad \text{II.28}$$

$$\text{Avec : } e_a = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 51 \text{ cm} \Rightarrow C = -43 \text{ cm} \quad (C < 0)$$

D'après le « BAEL 91 modifié 99 », on doit résoudre l'équation suivant :

$$Y_c^3 + P y_c + q = 0 \quad \text{II.29}$$

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

Avec :

$$n = 15 \begin{cases} P = -3c^2 + 6n(c - c') \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \frac{A_s}{b} = -5536,146 \\ \text{et} \\ Q = -2c^2 + 6n(c - c')^2 \frac{A_s}{b} + 6n(d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 150645,566 \end{cases} \quad \text{II.30}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4P^3}{27}\right) = -2.433 \times 10^9$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}} = -0.95 \rightarrow \varphi = 161.81^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 85.92$$

$$y_1 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -85.44 \text{ cm}$$

$$y_2 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 50.58 \text{ cm}$$

$$y_3 = \alpha \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 34.86 \text{ cm}$$

La solution qui convient est : $y_c = 50.58 \text{ cm}$

Car :

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

$$0 < y_{ser} = 50.58 - 43 = 7.58 \text{ cm} < 8 \text{ cm}$$

Donc : $\begin{cases} y_{ser} = 7.58 \text{ cm} \\ y_c = 50.58 \text{ cm} \end{cases}$

3. Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A'_s(y_{ser} - c')^2] = 14522,636 \text{ cm}^4 ; n = 15 \quad \text{II.31}$$

• Vérification des contraintes :

a. Contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) y_{ser} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2,25 \cdot 10^3 \times 50,58 \times 10}{14522,636 \times 10^4}\right) \times 7,58 \times 10 = 0,6 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots \text{vérifiée.}$$

b. Contraintes de l'acier :

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (d - y_{ser}) \leq \overline{\sigma_s} \dots\dots\dots \text{Acier tendue.} \quad \text{II.32}$$

$$\sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c\right) (y_{ser} - c') \leq \overline{\sigma_s} \dots\dots\dots \text{Acier comprimé.} \quad \text{II.33}$$

$$\overline{\sigma_s} = \left(\text{Min}\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0.5 f_e; 110 \sqrt{n f_{tj}})\right)\right) = 201,63 \text{ MPA} ; \eta = 1.6 \text{ (Pour les aciers HA)} \quad \text{II.34}$$

$$\sigma_s = 0,5 \text{ MPA} < \overline{\sigma_s} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \quad \text{II.35}$$

$$\overline{\sigma_s} = 6,5 \text{ MPA} < \overline{\sigma_s} \dots\dots\dots \text{vérifiée.} \quad \text{II.36}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

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

$$\tau_u = \frac{2,7 \cdot 10^3}{1000 \times 80} = 0,034 \text{ MPa} < \tau_u^- \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

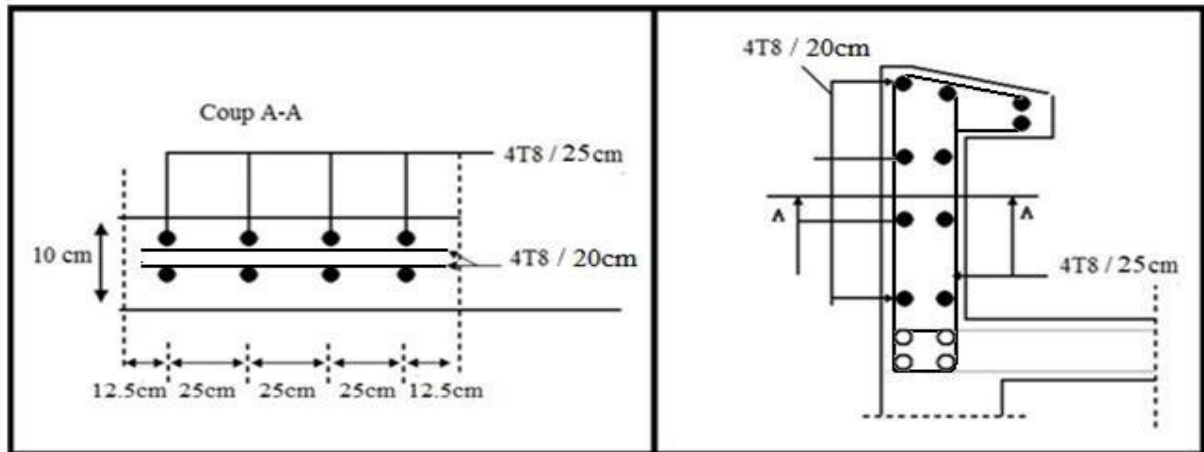


Figure II.14. Schéma de ferrailage de l'Acrotère.

II.5. Etude des poutrelles :

Ce type de plancher est composé des éléments porteurs (poutrelles) et par des éléments de remplissage (corps creux).

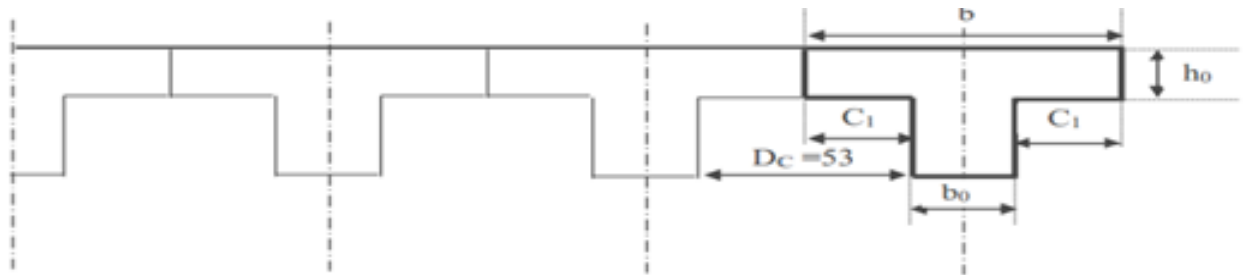


Figure II.15. Dimensionnement des poutrelles.

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, elles sont assimilées à une poutre semi encastré. Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives.

- L'épaisseur du corps creux : $e = 15\text{cm}$
- L'épaisseur de la dalle de compression : $h_0 = h - e = 4\text{cm}$

- La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + 2c \rightarrow b_0 = 12\text{cm}$
- Le corps creux utilisé pour le plancher est de : $D_c = 53\text{cm}$

$$C \leq \min \begin{cases} \frac{L_{\max}}{10} = \frac{480}{10} = 48\text{ cm} \\ (6 \div 8) \times h = 32\text{ cm} \\ \frac{D}{2} = \frac{53}{2} = 26.5\text{ cm} \end{cases} \rightarrow C_1 = 26.5\text{ cm}$$

$$b = 2 \times (26.5) + 12 = 65\text{ cm}$$

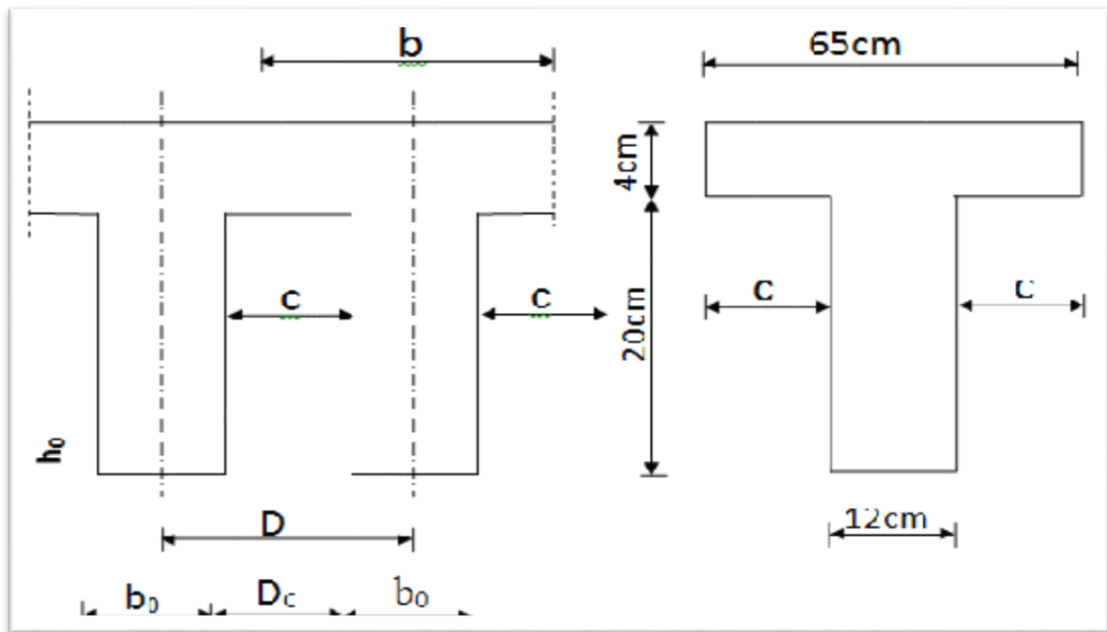


Figure II.16 : Dimensionnement des poutrelles.

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

❖ **Première Phases de calcul (avant le coulage) :**

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

a) Les sollicitations

- Pour plancher terrasse :
 - ❖ Charge permanente : $G = 6.77\text{ KN/m}^2$
 - ❖ Charge d'exploitation : $Q = 1\text{ KN/m}$
- Pour plancher courant :
 - ❖ Charge permanente : $G = 5.29\text{ KN/m}^2$
 - ❖ Charge d'exploitation : $Q = 1.5\text{ KN/m}^2$
 - ❖ Charge d'exploitation : $Q = 2.5\text{ KN/m}^2$

b) les combinaisons

Tableau II.13. Tableau de chargement.

Type de chargement	Sollicitations		Combinaisons	
	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	$Qu=1.35G+1.5Q$	$Qser=G+Q$
Plancher terrasse	$6.77 \times 0.65 = 4.40$	$1 \times 0.65 = 0.65$	$Qu = (1.35 \times 4.40) + (1.5 \times 0.65) = 7.44 \left(\frac{KN}{m}\right)$	$Qser = 4.40 + 0.65 = 5.05 \left(\frac{KN}{m}\right)$
Plancher courant	$5.29 \times 0.65 = 3.44$	$1.5 \times 0.65 = 0.98$	$Qu = (1.35 \times 3.44) + (1.5 \times 0.98) = 6.12 \left(\frac{KN}{m}\right)$	$Qser = 3.44 + 0.98 = 4.42 \left(\frac{KN}{m}\right)$
Plancher courant	$5.29 \times 0.65 = 3.44$	$2.5 \times 0.65 = 1.62$	$Qu = (1.35 \times 3.44) + (1.5 \times 1.62) = 7.1 \left(\frac{KN}{m}\right)$	$Qser = 3.44 + 1.62 = 5.06 \left(\frac{KN}{m}\right)$

➤ Conclusion :

Le plancher de l'étage courant d'habitation est le plus sollicité.

$$Qu = 6.12 \text{ KN/ml}$$

$$Qser = 4.42 \text{ KN/ml}$$

Notre structure est composée de deux types de poutrelles : poutrelles à quatre travées et poutrelles à six travées.

❖ Deuxième phase de calcul (après le coulage) :

a) Choix de la méthode de calcul : Selon le C.B.A article B.6.2.2.1

On utilise la méthode forfaitaire les conditions suivantes sont vérifiées :

$$Q_t = 1.62 \text{ Kn/m}^2 \leq \max \left(2G_t = 7.58 \frac{\text{Kn}}{\text{m}^2} ; 3.79 \text{ Kn/m}^2 \right) = 7.58 \text{ Kn/m}^2 \text{ (C.V)}$$

- Inertie constante dans les différentes travées en continuité.
- la fissuration est considérée non préjudiciable à la tenue de béton armé et celle de revêtement.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 < \frac{L_i}{L_i + 1} < 1.25 \quad \text{II.37}$$

On a la même longueur des travées. Donc :

$$\frac{AB}{BC} = \frac{3.30}{3.35} = 0.98 \dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{BC}{CD} = \frac{3.35}{3.70} = 0.90 \dots\dots \text{C.V}$$

La condition vérifiée, donc la méthode appliquée est la méthode «**forfaitaires**».

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot.

b) Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui de gauche M_w et droite M_e doivent vérifier :

1. $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1.05M_0, (1 + 0.3\alpha)M_0)$
2. $M_{t1} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire.
3. $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive.

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à:

- **0,6 M_0** pour une poutre à deux travées.
- **0,5 M_0** pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- **0,4 M_0** pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

-Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée

isostatique indépendante de même portée et supportant le même chargement que la travée considérée) et $Q/G + Q$ le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérée.

c) Effort tranchant :

Le moment varie paraboliquement, le maximum est ainsi à des abscisses a et b, tels que:
 $L=a+b$

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} \dots\dots\dots \text{appuis gauche.} \quad \text{II.38}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}} \dots\dots\dots \text{appuis droit.} \quad \text{II.39}$$

$$\text{Effort tranchant à gauche : } V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \quad \text{II.40}$$

$$\text{Effort tranchant à droite : } V_e = -2 \frac{M_e + M_t}{b} \quad \text{II.41}$$

❖ **Evaluation des charges et surcharges et combinaison des charges :**

Plancher Terrasse :

$$G = 6.77 \times 0.65 = 4.40 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml}$$

❖ **Plancher étage courant :**

$$G = 5.29 \times 0.65 = 3.44 \text{ kN/ml}$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.98 \text{ kN/ml}$$

Tableau II.14. Tableau des charges et surcharges.

Type	G(kN/m ²)	Q(kN /m ²)	qu=1,35G+1,5Q	qs=G+Q
Terrasse	4.40	0.65	6.92	5,05
Etage courant	3.44	0.98	6.11	4.42

➤ **Conclusion :**

Les poutrelles du plancher terrasse sont sensiblement les plus sollicitées, Nous avons (03) types de poutrelles:

1. Poutrelles à une travée:

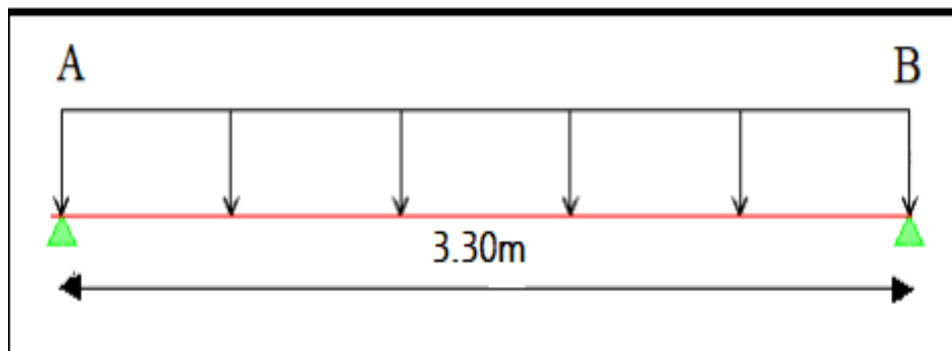


Figure II.17. Poutrelles à une travée.

2. poutrelles à trois travées:

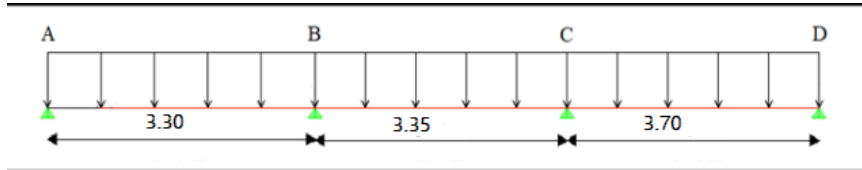


Figure II.18. Poutrelles à trois travées.

3. poutrelles à sept travées:



Figure II.19. Poutrelles à sept travées.

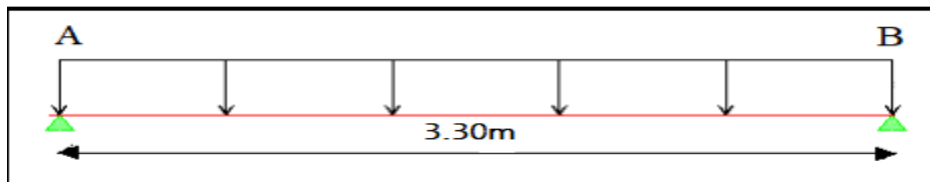
• Calcul des efforts internes :

1. Poutrelles à une travée :

Type : à (01) travée

Méthode : forfaitaire

Justification : toutes les hypothèses sont vérifiées.

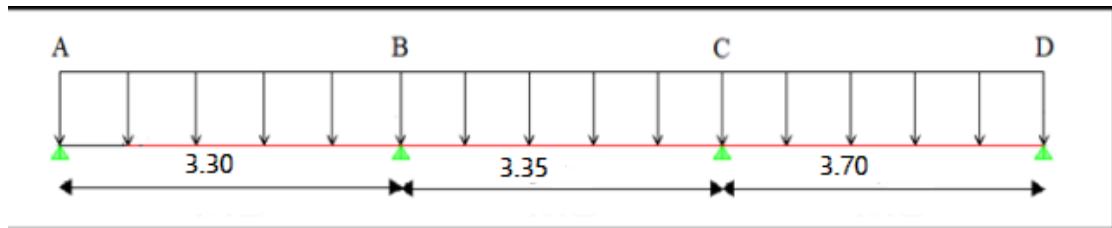


Les efforts obtenus ainsi que les Diagrammes des efforts sont présentés Dans les Tableau et les diagrammes qui suivent :

Tableau II.15. Tableau récapitulatif des efforts à une travée.

Travée	Porté réelle (m)	Appui	Moment en appui (kN.m)		Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
							ELU		ELS	
			ELU	ELS	ELU	ELS	T _w	T _e	T _w	T _e
A-B	3,30	A	-1,88	-1.37	6,27	5.84	-12.92	12.92	-9.41	9.41
		B	-1,88	-1.37						

2. Poutrelle à trois travées :



Type : à (03) travées

Méthode : forfaitaire

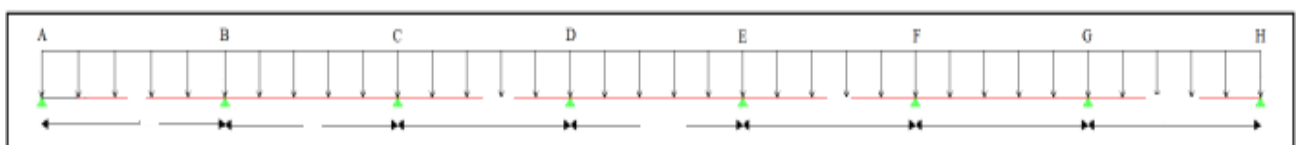
Justification : toutes les hypothèses sont vérifiées.

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

Tableau II.16. Tableau récapitulatif des efforts à trois travées.

Travé	Portée réelle (m)	Appui	Moment en appui (kN.m)		Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
							ELU		ELS	
			ELU	ELS	ELU	ELS	T_w	T_e	T_w	T_e
A-B	3,30	A	-1.88	-1,37	6.60	4,81	12	-13.72	8,75	-10,0
B-C	3,35	B	-4.71	-3,43	4.88	3,55	12.74	-13.47	9.28	-9,81
C-D	3,70	C	-5.92	-4,32	8.30	6,04	8.93	-13.46	6.39	-9,81
		D	-2.37	-1,72						

3. Poutrelle à sept travées :



Type : à (07) travées.

Méthode : forfaitaire.

Justification : toutes les hypothèses sont vérifiées.

Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

Tableau II.17. Tableau récapitulatif des efforts à sept travées.

Travé	Porté réelle (m)	Appui	Moment en appui (kN .m)		Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
							ELU		ELS	
			ELU	ELS	ELU	ELS	T _w	T _e	T _w	T _e
A-B	3.30	A	-1,886	-1,37	6.60	4,81	11.0	-12,80	-8,07	9,32
B-C	3,35	B	-4,76	-3,43	5.47	3,99	11.6	-11,68	-8,50	8,51
C-D	3,70	C	-4,743	-3,45	8.19	5,97	13.7	-13,19	-9,99	9,61
D-E	3,30	D	-3,773	-2,74	6.13	4,46	12.0	-12,00	-8,74	8,74
E-F	3,7	E	-3,773	-2,74	8.19	5,97	10.9	-11,56	-8,01	8,42
F-G	3,35	F	-4,743	-3,45	5.47	3,99	12.1	-12,18	-8,88	8,87
G-H	3,30	G	-4,716	-3,43	6.60	4,81	12.8	-11,08	-9,32	8,07
		H	-1,88	-1,37						

d) Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

Tableau II.18. Tableau récapitulatif des efforts.

	M _t (kN.m)	M _{appui} (kN.m)	T _{max} (kN)
ELU	6.60	5,92	13,19
ELS	6.04	4,32	10

. Ferrailage en travée :

$$h = 20cm ; \quad h_0 = 4cm ; \quad b = 65cm ; \quad b_0 = 12cm ; \quad d = 0.9h = 18cm$$

$$\sigma_{bc} = 14.17Mpa ; \quad F_e = 400Mpa ; \quad f_{c28} = 25Mpa ; \quad f_{t28} = 2.1Mpa$$

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

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

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 650 \times 40 \times 14.17 \times (180 - 20) = \mathbf{58.95 \text{ KN.m}}$$

On a: $M_{tu} = 6.60 \text{ KN.m} < M_{tab}$

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

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

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

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

Tableau.II.19. Sections d'armatures en travée.

M_{tu} (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	$A_{s'}$ (cm ²)	A	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (Mpa)	A_s (cm ²)
6.60	0,034	Oui	0	0,043	17,7	Oui	10‰	348	1,64

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0.23bd \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.42 \text{ cm}^2 \quad \text{II.42}$$

$$A_s = \max \{1.421 \text{ cm}^2; 1.64 \text{ cm}^2\} = 1.64 \text{ cm}^2 \quad \text{II.43}$$

Choix : 3T10 ($A_s = 2.36 \text{ cm}^2$)

• **Ferrailage sur appuis :**

On a: $M_{au}^{\max} = 5.92 \text{ KN.m} < M_{tab} = 58.95 \text{ kN.m}$

➤ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b_0xh) en flexion simple.

Tableau.II.20. Sections d'armatures en appui.

$M_{tu}(kNm)$	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm^2)	A	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	Σ_s (MPa)	$A_s(cm^2)$
5,92	0,108	Oui	0	0,143	17	Oui	10‰	348	1

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0.23b_0d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.27cm^2 \quad \text{II.44}$$

$$A_s = 1cm^2 > A_s^{\min} = 0.27cm^2 \quad \text{Choix : } 1T12 (A_s = 1.13cm^2) \quad \text{II.45}$$

- **Vérifications :**
- **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 16.04KN$, On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left\{ 0.2 \frac{f_{cj}}{f_e}; 5MPa \right\} = 3.33MPa \dots\dots\dots \text{Fissuration peu nuisible.}$$

Tel que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0d} = 0.74MPa < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Au voisinage des appuis :**

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

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9b_0d} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{II.46}$$

$$\sigma_b = \frac{13.19 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 0.68MPa < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67MPa \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 2.26cm^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0.46cm^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Appuis intermédiaires :**

- **Vérification de la contrainte de compression :**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0.9b_0d} = \frac{13.19 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 180} = 0.68 \text{ MPa} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6.67 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales:**

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u - \frac{M_{ua}}{0.9d}}{\sigma_s} = -1.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

- **Vérification à l'E.L.S :**

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

- **Vérification des contraintes du béton :**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad \text{II.47}$$

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- **Détermination de l'axe neutre :**

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

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{II.48}$$

$$\text{Avec: } n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65 \text{ cm (travée)}; b_0 = 12 \text{ cm (appuis)} ; c = c' = 2 \text{ cm}$$

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

$$\begin{cases} by^2 + 30(A_s + A'_s)y - 30(dA_s + c'A'_s) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 + 15A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - c')^2 \end{cases} \quad \text{II.49}$$

- Si $y < h_0 \rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée.
- Si $y > h_0 \rightarrow$ la distance «y» et le moment d'inertie «I» se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s + A'_s)y] - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0(y - \frac{h_0}{2})^2 + 15[A_s(d - y)^2 + 15A'_s(y - d')^2] \end{cases} \quad \text{II.50}$$

Tableau.II.21. Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.

	$M_{ser}(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Vérification
Travée	6.04	2,36	3,92	8323,04	3,55	Vérifiée
Appuis	4,32	1,13	5,86	3303	7,68	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

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

Les conditions à vérifier :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{cases}$$

Avec:

$$h = 20cm; b_0 = 12cm; d = 18cm; L = 3.7m; M_{t_{ser}} = 6.04 Kn.m; A_s = 3.39 cm^2$$

$$f_e = 400 Mpa$$

- $\frac{h}{L} = 0.054 < 0.0625$ non vérifiée.
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0.015 > 0.0105$ non vérifiée.
- $\frac{h}{L} = 0.054 < 0.085$ non vérifiée.

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

• **Flèche totale :**

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad \text{II.51}$$

$$\bar{f} = \begin{cases} 0.5 + \frac{L(cm)}{1000} & \text{si } L > 5m \\ \frac{L(cm)}{500} & \text{si } L \leq 5m \end{cases} \quad \text{II.52}$$

Tel que :

$$\bar{f} = 0,74 \text{cm} \dots (L=3,7m)$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

-Position de l'axe neutre "y₁" :

$$y_1 = \frac{bh_0 \times \frac{h_0}{2} + (h-h_0) \times b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15 \times A_s \times d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15 \times A_s} \quad \text{II.53}$$

-Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b-b_0)}{3} \times (y_1 - h_0)^3 + 15 A_s (d - y_1)^2 \quad \text{II.54}$$

-Calcul des moments d'inerties fictifs :

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{II.55}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f t_{28}}{\delta \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f t_{28}}{\delta (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{Pour la déformation différée.}$$

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

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f c_{28}}{4 \delta \sigma_s + f t_{28}} \quad \text{II.56}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times d} \quad \text{II.57}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau II.22 : Récapitulatif du calcul de la flèche.

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y_1 (cm)	Δ	σ_s (Mpa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
6.04	2.36	7,10	0,011	177,5	3,76	1,51	0,627	20021,06	6554	14533,16

-Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.20 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I \times f_i} = 0.353 \text{ cm} \quad (L = 3.70\text{m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I \times f_v} = 0.503 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.15 \text{ cm} < \bar{f} = 0.74 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{verifiée}$$

F. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 ($f_e=235\text{MPa}$)

Selon « BAEL 91 modifié 99 » :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq b_0 \times \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e} \\ S_t \leq \text{Min}(0.9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \frac{b_0}{f_e} - \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ Mpa}\right) \end{cases} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \quad \text{II.58}$$

$\emptyset_l$: Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\emptyset_t < \text{Min}(0.6\text{cm}; 1\text{cm}; 1.2\text{cm}) = 0.6\text{cm}$$

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

❖ **Choix des armatures :**

On adopte : $A_t = 2\emptyset 6 = 0.57\text{ cm}^2$

❖ **Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.036 \rightarrow S_t \leq 15.83\text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 5\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10\text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage de la table de compression :**

Le ferraillage de la dalle de compression se fait par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser

20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33cm : pour les armatures parallèles aux nervures

$$50 \leq L \leq 80\text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e}$$

$$L \leq 50\text{ cm} \rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

L : distance entraxes des poutrelles = 65 cm

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles.

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles.

La limite d'élasticité $F_e = 400\text{ MPA}$ (quadrillage de TS, TIE400 $\rightarrow \Phi \leq 6\text{ mm}$)

$$A \geq \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 0.65 \times 10^2}{400} = 0.65\text{ cm}^2$$

On prend : **5T6=1,41cm²**

$$S_i = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

• **Armatures de répartitions :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2$$

Soit : $5T6=1,41\text{cm}^2$; $S_t=20\text{cm}$

✓ **Conclusion :**

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

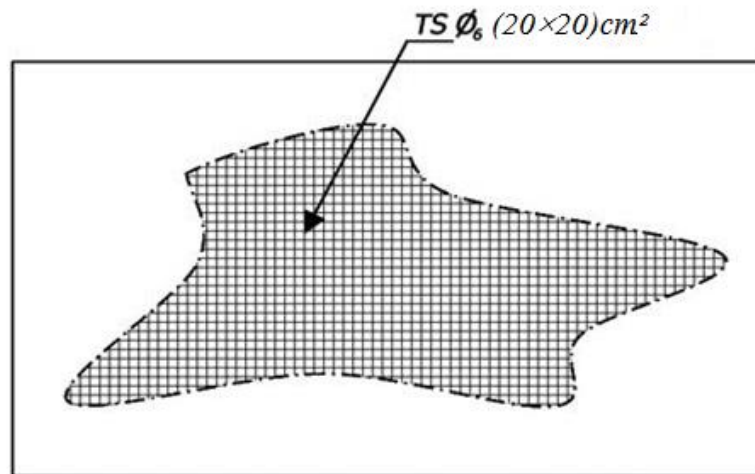


Figure II.20. Disposition constructive des armatures de la table de compression.

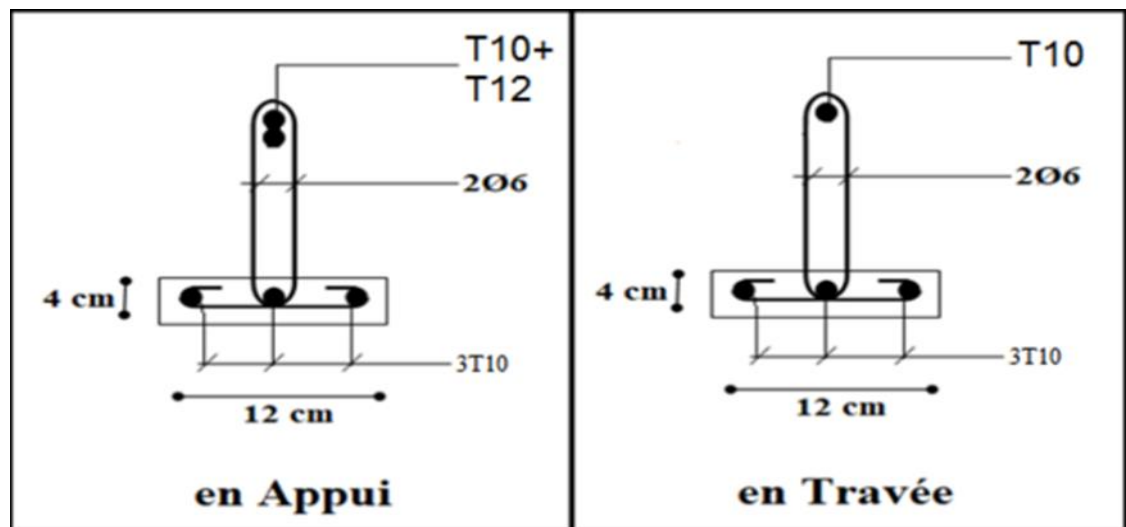


Figure II.21. Disposition constructive des armatures des poutrelles.

II.6. Les escaliers :

II.6.1. Introduction :

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

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier. Escalier à deux volées Pour tous les étages. Il se compose :

- ✓ **La marche** : est la partie horizontale, là où l'on marche.
- ✓ **La contremarche** : est la partie verticale, contre la marche.
- ✓ **L'emmarchement** : est la longueur utile de chaque marche.
- ✓ **Le giron** : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée qui est tracée à 0.5m de la ligne de jour.
- ✓ **Le jour** : c'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- ✓ **La paillasse** : supporte les marches.
- ✓ **Volée** : c'est un ensemble de marches d'un palier à un autre
- ✓ **Le palier** : c'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches

Au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).

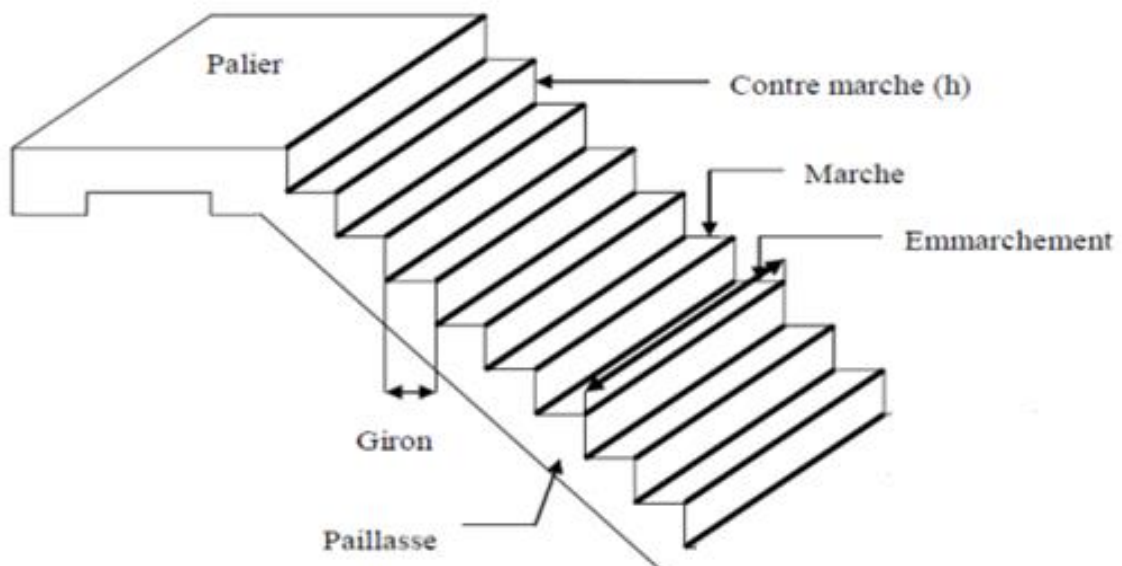


Figure II.22. Schéma d'escalier.

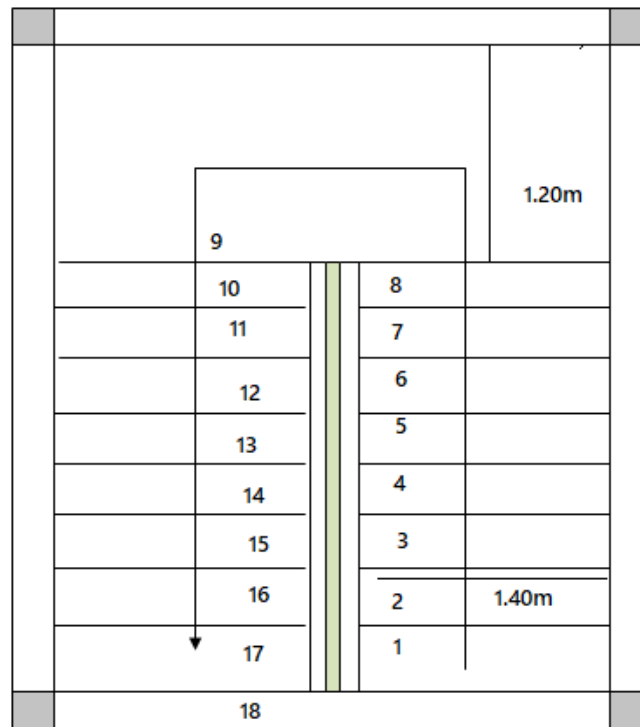


Figure II.23. Dimensions d'escalier à deux volets.

II.6.2. Détermination de nombre de marche et de contre marche :

Hauteur de la marche et contre marche à partir de la formule de BLONDEL :

$$59 < 2h + g < 64 \text{ et } 16\text{cm} < h < 18\text{cm} \text{ et } 27\text{cm} < g < 32\text{cm}$$

II.59

$$H = \frac{He}{2} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n} \quad \text{et} \quad g = \frac{L}{n-1}$$

Avec: He=3.06 m

En remplace h et g dans la formule de blondel, La formule donne :

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

$n = 9$ contre marche

$$n - 1 = 8 \text{ marche}$$

$$h = \frac{153}{9} = 17cm$$

$$g = \frac{240}{8} = 30cm$$

$$\begin{cases} 59 \leq g + 2h \leq 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 64 \Rightarrow \text{vérifiée} \\ 16 \leq h \leq 18 \Rightarrow 16 \leq 17 \leq 18 \Rightarrow \text{vérifiée} \\ 27 \leq g \leq 33 \Rightarrow 27 \leq 30 \leq 33 \Rightarrow \text{vérifiée} \end{cases}$$

II.6.3. L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan(\alpha) = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = 32.5^\circ$$

La longueur de paillasse est égale à :

$$l = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow l = 2.85m$$

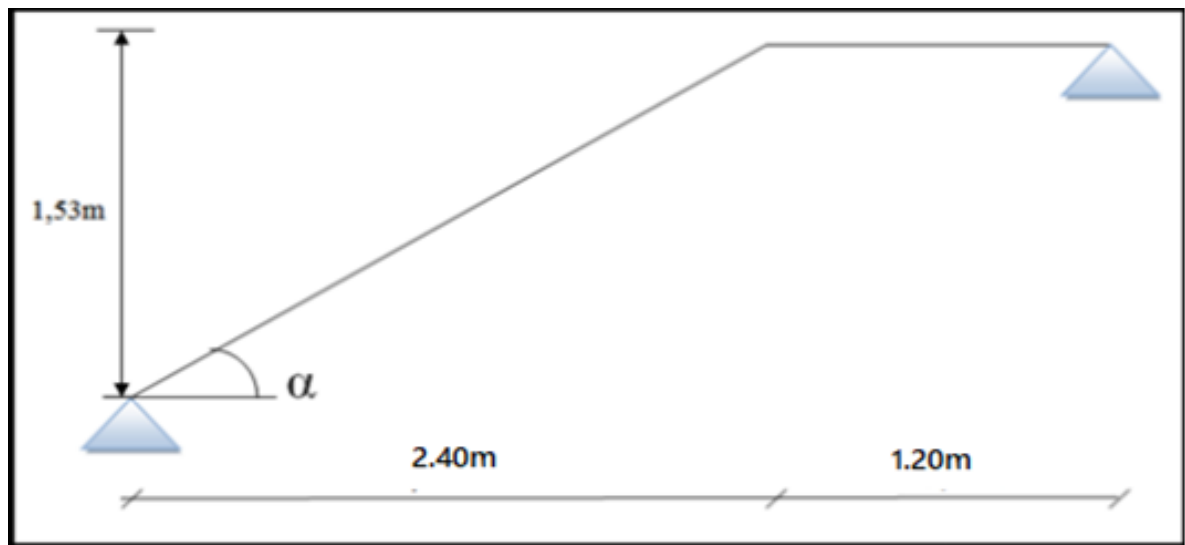


Figure II.24. Schéma statique de l'escalier.

II.6.4. Evaluations Des Charges :

II.6.4.1. Evaluations des charges du palier :

Tableau II.23. Valeurs de différents chargements de Palier.

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Poids propre du palier (17cm)	4.25	
Carrelage (2cm)	0.44	
Enduit en ciment (2cm)	0.36	
Mortier de pose (2cm)	0.40	
TOTAL	5.45	2.5

II.6.4.2. Evaluations des charges de la volée :**Tableau II.24.** Valeurs de différents chargements de la volée.

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
Poids propre de volée (17cm)	5.04	
Poids propre du contre marche (17cm)	2.13	
Carrelage horizontal (2cm)	0.44	
Carrelage vertical (2cm)	0.44	
Mortier de pose horizontal (2cm)	0.40	
Mortier de pose vertical (2cm)	0.40	
Poids du garde-corps	0.60	
Enduit en ciment (2cm)	0.36	
TOTAL	9.81	2.5

II.6.5. Combinaison Des Charges :**II.6.5.1. Combinaison des Charges a L'ELU :**

$$qu1 = 1.35G1 + 1.5Q1$$

$$qu2 = 1.35G2 + 1.5Q2$$

II.6.5.2. Combinaison des Charges a L'ELS :

$$qser1 = G1 + Q1$$

$$qser2 = G2 + Q2$$

Tableau. II.25. combinaison des charges de l'escalier.

	G (kN /m²)	Q (kN /m²)	qu (kN /m²)	qser (kN /m²)
Palier	5.45	2.5	11.11	7.95
Volée	9.81	2.5	17	12.31

Schéma statique ELU :

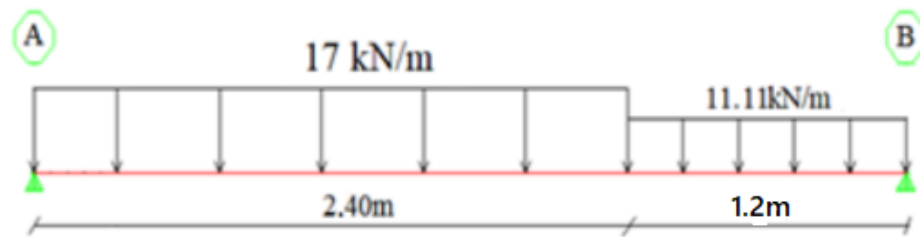


Figure II.25. Schéma statique d'escalier a E.L.U

Schéma statique ELS :

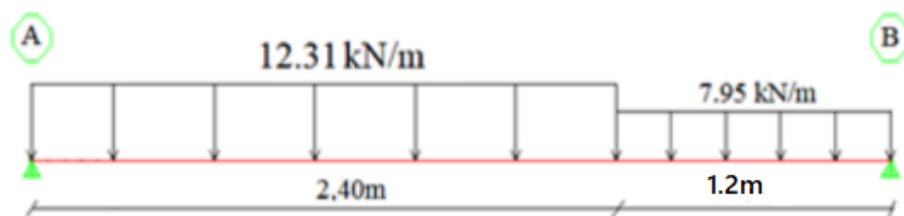


Figure II.26. Schéma statique d'escalier a E.L.S

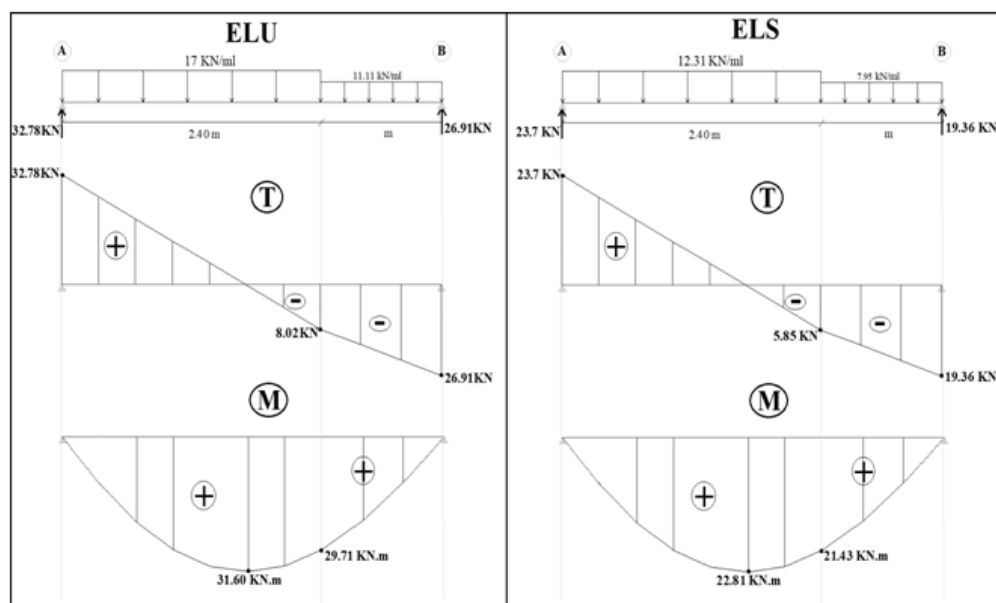


Figure II.27. Diagramme Des Efforts Internes.

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité on calcule les moments majorés :

-Aux appuis : $0.4 \times M_{\max}$

-En travée : $0.8 \times M_{\max}$

Tableau. II.26. les moments fléchissant de l'escalier.

	M0 (kN.m)	Mt (kN.m)	Ma (kN.m)
ELU	31.60	25.28	12.64
ELS	22.81	18.25	9.12

II.6.6. Calcul Des Armatures :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$

Tel que : $b=100\text{cm}$; $h=17\text{cm}$

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2.10 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1.5$$

$$d = 0.9h = 15.3\text{cm} ; \gamma_s = 1.15 ; f_e = 400 \text{ Mpa} ; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

Tableau II.27. Ferrailage de l'escalier.

	M_u (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	25,28	0,076	Oui	0	0,099	14,7	4,942	5T12	5,65
Appuis	12,64	0,038	Oui	0	0,048	15	2,422	4T12	4,52

❖ Espacement :

➤ **En travée :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$

On prend : $esp = 20 \text{ cm}$

➤ **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

On prend : $esp = 25 \text{ cm}$

❖ Armature de répartition :

➤ **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.42 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 2.83 \text{ cm}^2/ml$

Le choix est de $6T8 = 3.02 \text{ cm}^2$ avec $St = 15 \text{ cm}$

➤ **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_r}{2} \Rightarrow 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \leq A_r \leq 2.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le choix est de $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification :**

a. Condition de non fragilité :

En travée : $A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1.85 \text{ cm}^2$ vérifiée.

Sur appui : $A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1.85 \text{ cm}^2$ vérifiée.

b. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible).}$$

$$\tau = \frac{\tau_u^{max}}{bd} = \frac{32.78 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0.214 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots \text{vérifiée.}$$

c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

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

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} < 0 \rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.
- Si : $T_u - \frac{M_u}{0.9d} < 0 \rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0.9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 32.78 \times 10^3 - \frac{12.64 \times 10^6}{0.9 \times 153} = -59.014 \text{ KN} < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

d. Vérification des armatures transversales :

$$\tau = \frac{\tau_u^{max}}{bd} = 0.214 \text{ Mpa} < 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ Mpa} \dots\dots \text{vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

e. Vérification à l'ELS :

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

f. Vérification des contraintes du béton :**- Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + n\bar{A}_s(y - \bar{c}) - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{Avec :}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad \text{II.60}$$

$$D = 15 \times \frac{A_s}{b} ; E = 2.D.d$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n\bar{A}_s(y - \bar{c})^2 + nA_s(d - y)^2 \quad \text{II.61}$$

Avec :

$$n = 15 ; \bar{c} = 2 \text{ cm} ; d = 15.3 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; \bar{A}_s = 0$$

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e; 15\eta \right) = 240 \text{ Mpa} \end{cases} \quad \text{II.62}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.28. Vérification à l'E.L.S de l'escalier.

	$M_{ser}(KN,m)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	18,25	5,65	4,32	12904,867	6,11	Vérifiée	232,92	Vérifiée
Appui	9,12	4,52	3,93	10788,251	3,32	Vérifiée	144,21	Vérifiée

g. Vérification de la flèche :

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0.041 \geq 0.0625 \rightarrow \text{Non Vérifiée} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.041 \leq 0.08 \rightarrow \text{Non Vérifiée} \end{cases}$$

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

Flèche totale :

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad \text{II.63}$$

Avec :

$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I f_i} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I f_v} \\ \bar{f} = \frac{L(cm)}{500} \end{cases} ; \quad L = 4.1 < 5m \quad \text{II.64}$$

• Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - \acute{d}\right)^2 \quad \text{II.65}$$

$$\begin{cases} I_{ft} = \frac{1.1I_0}{1+\lambda_v\mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{cases} ; \text{Moment d'inertie fictive.} \quad \text{II.66}$$

Avec :

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05ft_{28}}{\delta(2+\frac{3b_0}{b})} \\ \lambda_v = \frac{0.02ft_{28}}{\delta(2+\frac{3b_0}{b})} \end{cases} ; \quad \begin{cases} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1.75ft_{28}}{4\delta\sigma_s + ft_{28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{cases} \quad \text{II.67}$$

$$E_i = 32164.20 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 10818.86 \text{ Mpa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

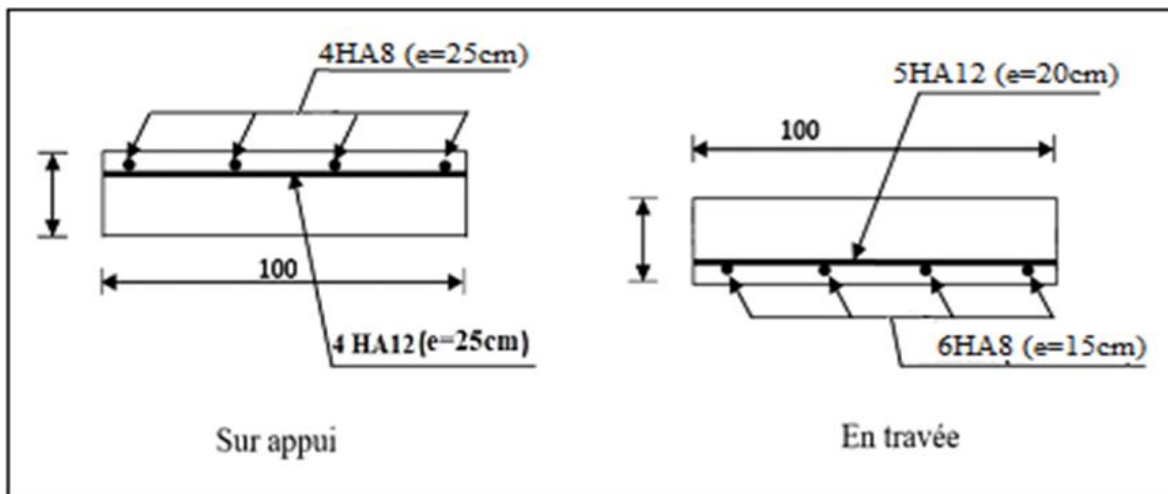
Tableau II.29. Vérification de la flèche de l'escalier.

M_{ser} (KN,m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
18,25	5,65	0,004	211,12	5,69	2,27	0,29	44860,50	18399,45	26817,88

Donc : $\begin{cases} f_i = 0.52 \text{ cm} \\ f_v = 1.06 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.54 \text{ cm}$

$\bar{f} = 0.82 \text{ cm}$

$\Delta f_T = 0.54 \text{ cm} < \bar{f} = 0.82 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$

**Figure II.28.** Ferrailage de l'escalier en travée et sur appuis.

II.7 Etude De La Poutre Palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, Avec une longueur de 3.3m, elle est dimensionnée d'après les formules empiriques données par "BAEL91 modifié 99 " est vérifiée selon le « RPA99 modifié en 2003 ».

II.7.1 Pré dimensionnement de la poutre palière :

- D'après le "BAEL 91 modifié 99" [2] :

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

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

II.68

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

➤ **Détermination de la hauteur “ h ” :**

On a : $L = 3.30 \text{ m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 22 \text{ cm} \leq h \leq 33 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$

➤ **Détermination de la largeur “ b ” :**

$$0,3h \leq b \leq 0,8h \rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

- **Vérification selon le « RPA 99 version 2003 [1] »** : (Zone sismique II.b)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{h}{b} = 1.17 < 4 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

II.7.2 Combinaison des charges :

La poutre palier sera sollicitée par :

Poids propre de la poutre :

$$25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.63 \text{ KN/m}$$

Charge de mur double cloison :

$$2.81 \times 1.13 = 3.175 \text{ KN/m}$$

$$G_{TOTAL} = 2.63 + 3.175 = 5.81 \text{ KN/m}$$

$$R_{ELU} = 26.91 \text{ kN /m}$$

$$R_{ELS} = 19.36 \text{ kN /m}$$

$$G_{\text{jour}} = R_{\text{palier}}$$

$$G_{\text{palier}} = 5.45 \times 1.2 = 9.27 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{palier}} = 2.5 \times 1.2 = 4.25 \text{ kN/ml}$$

$$R_{ELU} = 18.89 \text{ kN /m}$$

$$R_{ELS} = 13.52 \text{ kN /m}$$

II.7.2.1. La combinaison des charges a L'ELU :

$$q_u = 1.35G_T + R_{ELU} = 1.35 \times 5.81 + 26.91 = 34.76 \text{ kN /ml}$$

$$q_u = 1.35G_T + R_{ELU} = 1.35 \times 5.81 + 18.89 = 26.73 \text{ kN /ml}$$

II.7.2.2. La combinaison des charges a L'ELS :

$$q_s = G_T + R_{ELS} = 5.81 + 19.36 = 25.17 \text{ kN /ml}$$

$$q_{js} = G_T + R_{ELS} = 5.81 + 13.52 = 19.33 \text{ kN /ml}$$

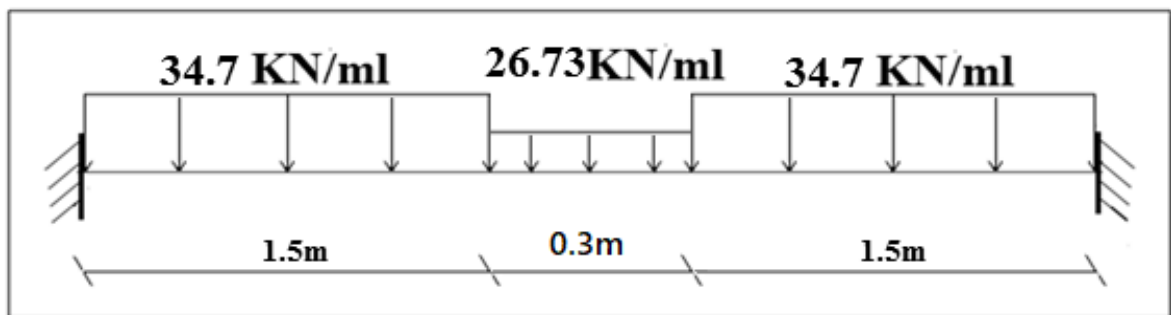


Figure II.29. Schéma statique de la poutre palière à E.L.U

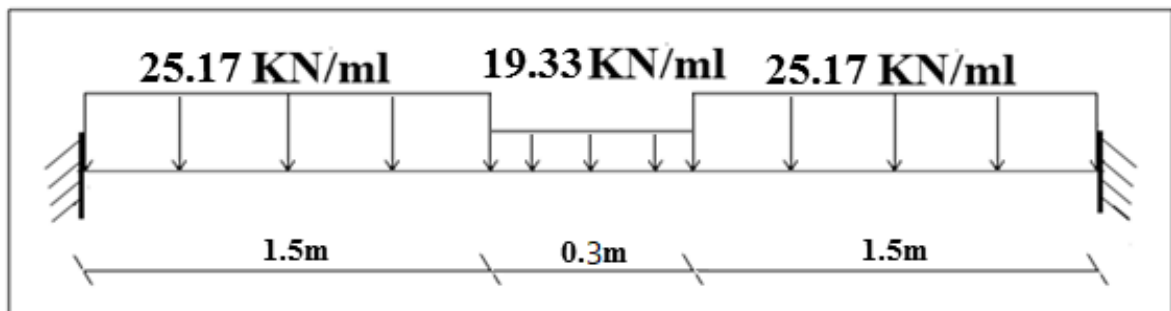


Figure II.30. Schéma statique de la poutre palière à E.L.S

II.7.3 Calcul Des Armatures :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2.10 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1.5$$

$$d = 0.9h = 31.5 \text{ cm} ; \gamma_s = 1.15 ; f_e = 400 \text{ Mpa} ; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

Tableau II.30 : Ferrailage de La poutre palière.

	M_u (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	16,94	0,04	Oui	0	0,051	30,9	1,58	3T12	3,39
Appuis	35,39	0,084	Oui	0	0,11	30,1	3,38	3T12+2T10	4,96

II.7.4 Vérifications :**a) Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.14 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1.14 \text{ cm}^2$ vérifiée.

Sur appui : $A_s = 4.96 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1.14 \text{ cm}^2$ vérifiée.

b) Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{Fissuration peu nuisible}).$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{60.16 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.64 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

c) Vérification à l'E.L.S :

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

➤ Vérification des contraintes du béton :**- Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + n\dot{A}_s(y - \dot{c}) - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{Avec :} \quad \text{II.69}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad \text{II.70}$$

$$D = 15 \times \frac{A_s}{b} ; E = 2.D.d$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + n\dot{A}_s(y - \dot{c})^2 + nA_s(d - y)^2 \quad \text{II.71}$$

Avec :

$$n = 15 ; \dot{c} = 2cm ; d = 15.3cm ; b = 30cm ; \dot{A}_s = 0$$

On doit vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3}f_e ; 1.5\eta \right) = 240 \text{ Mpa} \end{cases} \quad \text{II.72}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.31. Vérification à l'E.L.S de La poutre palière.

	$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	σ_s (MPa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
Travée	12,26	3,39	8,78	33017,047	3,26	Vérifiée	126,56	Vérifiée
Appui	25,62	4,96	10,26	44365,089	5,92	Vérifiée	184	Vérifiée

II.7.5 Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_e=400\text{MPa}$).

Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0.9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}K}{0.8f_e} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ Mpa} \right) \end{cases} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \quad \text{II.73}$$

Selon le RPA 99 version 2003 :

$$\begin{cases} A_t = 0.003 S_t b \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

II.74

Avec : $\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1 \text{ cm}$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.32. Calcul des armatures transversales de La poutre palière.

Section	$T_u(\text{kN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		A_t^{max} (cm ²)	Choix
			$S_t(\text{cm})$	$S_t(\text{cm})\text{ZC}$	$S_t(\text{cm})\text{ZN}$	ZN	ZC		
30x35	60,16	0,64	30	17,5	8,75	8	15	1,35	3T8

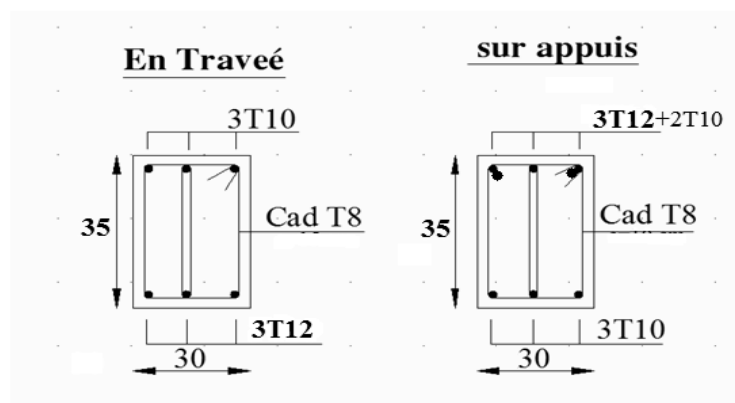


Figure II.31. Ferrailage de la poutre palière.

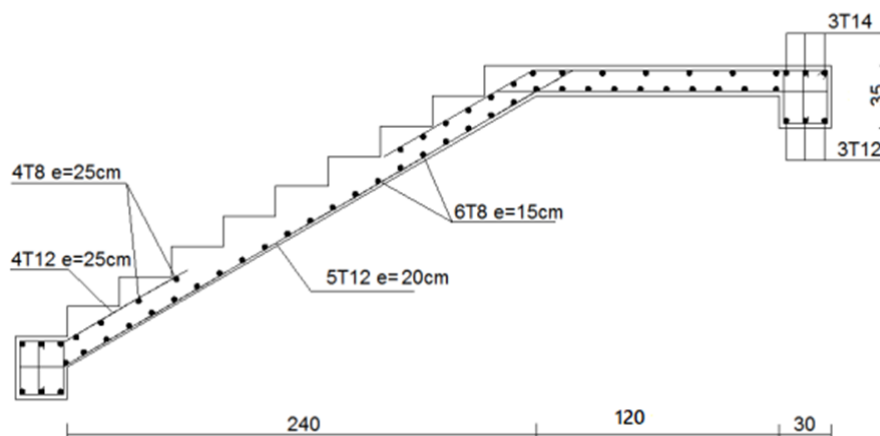


Figure II.32. Schéma de ferrailage des escaliers et poutre palière.

II.8. Les Balcons :

II.8.1. Introduction :

Le balcon est un élément décoratif dans les constructions à usage d'habitation, ainsi il donne une belle image à la construction, il est en porte à faux, et se calcule comme une console

courte de dalle pleine encastrée à une extrémité (ancrés dans les poutres) et libre à l'autre, soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.
- Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps.
- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

II.8.2. Pré dimensionnement de la dalle pleine :

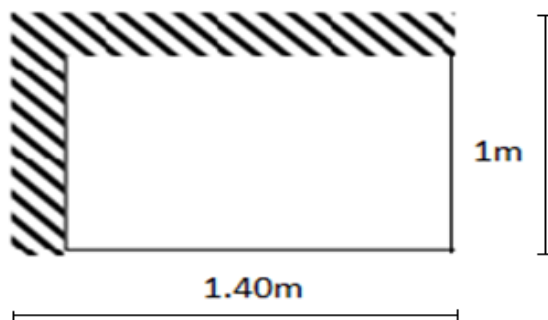


Figure II.33. Schéma du balcon à étudier.

• Rapport d'élancement :

$$\rho = \frac{L_y}{L_x} = \frac{100}{140} = 0.714 > 0.4 \Rightarrow \text{Donc la dalle travaille dans un seul sens.}$$

• Epaisseur de la dalle :

En effet les problèmes de déformation sont imposés par les charges simples :

$$e_p = \frac{L_x}{m} \quad \text{II.75}$$

Avec :

e_p : Epaisseur de la dalle.

L_x : La plus petite portée mesurée entre nu d'appui.

L : grande portée entre nus d'appui.

m : Coefficient qui dépend de la nature de la dalle, donnée par le tableau suivant Y.

Tableau II.33. Coefficient m .

Dalle Travaillant dans deux sens		Dalle travaillant dans un seul sens	
Simple	Continue	Simple	Continue
30-40	35-45	25-35	30-40

Donc la dalle travaille dans un seul sens.

$$m = 25 - 35$$

$$L_x = 140\text{cm} : \frac{140}{25} \leq e \leq \frac{140}{35}$$

$$5.6\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$$

Pour des raisons pratiques on prend : $e = 15\text{ cm}$

II.8.3. Evaluation des charges du balcon :

Une charge surfacique uniformément répartie due au poids du plancher et de revêtement :

Tableau II.34. Charge permanent et charge d'exploitation du balcon.

Matériaux	Epaisseur (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
mortier de pose	0.02	20	0.40
lit de sable	0.03	18	0.54
dalle pleine	0.20	25	5
Enduit en ciment	0.02	20	0.40
G	6.78 KN/m ³		
Q	3.5 KN/m ³		

Tableau II.35. Charge concentrique du garde-corps.

Elément	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kn/m ³)	Poids surfacique (kn/m ²)
Brique creuse	10	9	0.9
Enduit en ciment	4	18	0.72
G	1.62 KN/m ²		
Q	1 KN/m ²		

II.8.3.1. Combinaison des charges :**À l'E.L.U :**

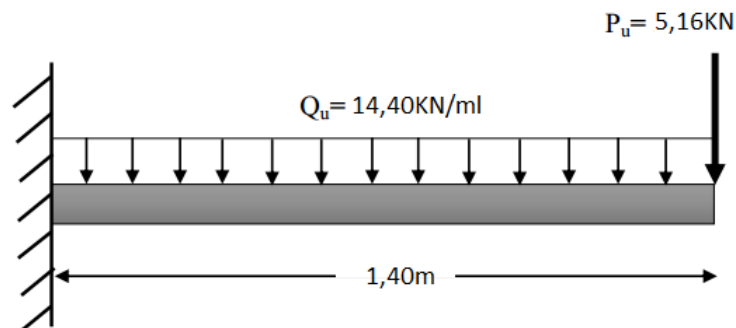
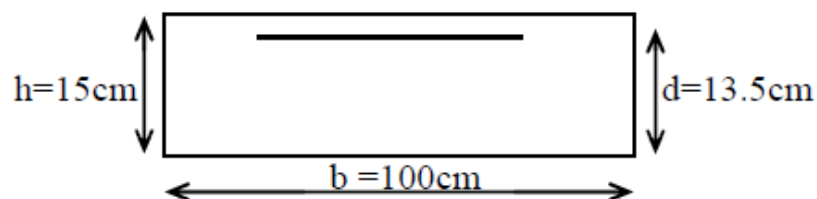
$$Q_u = (1.35G_1 + 1.5Q_1) \times 1 \rightarrow Q_u = (1.35 \times 6.78 + 1.5 \times 3.5) \times 1 = 14.40 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = (1.35G_2 + 1.5Q_2) \times S \rightarrow P_u = (1.35 \times 1.62 + 1.5 \times 1) \times (1 \times 1.4) = 5.16 \text{ KN}$$

À l'E.L.S :

$$Q_s = (G_1 + Q_1) \times 1 \rightarrow Q_s = (6.78 + 3.5) \times 1 = 10.28 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = (G_2 + Q_2) \times S \rightarrow P_s = (1.62 + 1) \times (1 \times 1.4) = 3.66 \text{ KN}$$

**Figure II.34.** Schéma statique du chargement du balcon à l'E.L.U.**II.8.4. Calcul de ferrailage :****Figure II.35.** Calcul de ferrailage.

Calcul des armatures :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (bxh) tel que :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm}$$

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

Données :

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; f_{bc} = 14.17 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2.10 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1.5 ; d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\gamma_s = 1.15 ; f_e = 400 \text{ Mpa} ; \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$$

Tableau II.36. Ferrailage de balcon.

	Mu (Kn.m)	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s(cm^2)$	α	Z (cm)	$\frac{A_s^{cal}}{ml}(cm^2)$	Choix	$\frac{A_s^{adp}}{ml}(cm^2)$
Travée	16.78	0.06 5	oui	0	0.084	13	3.70	4T12	4.52

Espacement :

- $esp \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$
- $S_t \leq \text{Min}(33 ; 3h)$

On prend : $esp = 25 \text{ cm}$

Armature de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.13 \text{ cm}^2/ml \leq A_r \leq 2.26 \text{ cm}^2/ml$$

Le choix est de 4T10=3.14 cm² ; avec $S_t = 25 \text{ cm}$

Vérifications :**a. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots \text{Vérifiée.}$$

b. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{(Fissuration peu nuisible)}.$$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{19.634 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.145 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

c. Vérification a L 'E.L.S :

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

c.1. Vérification des contraintes du béton :

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + n \bar{A}_s (y - \bar{c}) - n A_s (d - y) = 0 \quad ; \text{ Avec:} \quad \text{II.76}$$

$$y = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad \text{II.77}$$

$$D = 15 \times \frac{A_s}{b} ; E = 2.D.d$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n \bar{A}_s (y - \bar{c})^2 + n A_s (d - y)^2 \quad \text{II.78}$$

Avec :

$$n = 15 ; \bar{c} = 2 \text{ cm} ; d = 15.3 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; \bar{A}_s = 0$$

On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \\ \sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 15\eta \right) = 240 \text{ Mpa} \end{array} \right. \quad \text{II.79}$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.37. Vérification à l'E.L.S de balcon.

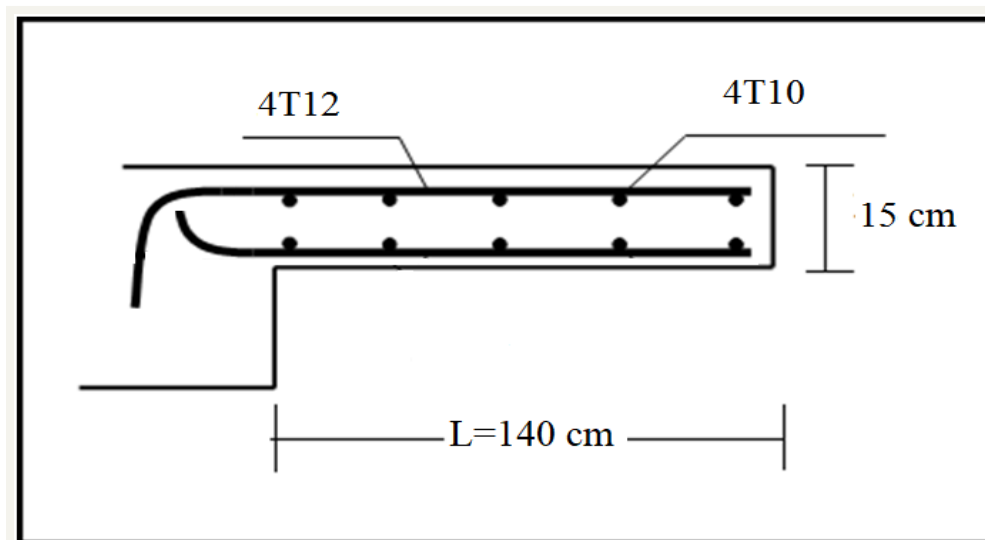
	$M_{ser}(Kn.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^2)$	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\frac{\sigma_{bc}}{\leq \overline{\sigma}_{bc}}$	$\sigma_s(Mpa)$	$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$
Travée	11.92	4.52	3.70	8199.945	5.38	Vérifiée	213.69	Vérifiée

c.2. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} = 0.107 \geq 0.0625 \Rightarrow \text{Vérifiée} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 3.348 \times 10^{-3} \leq 0.0105 \Rightarrow \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.107 > 0.1 \Rightarrow \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

**Figure II.36.** Ferrailage des balcons.

Chapitre III :

Etude dynamique et sismique

III.1.Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, on trouve les secousses sismiques qui ont le plus d'effets destructeur dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses.

Ainsi pour un chargement dynamique on a recoure à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et que nous devons prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage.

III.2. Objectif de l'étude dynamique :

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

III.3.Présentation du programmer ETABS (Extended 3D Analysis of Building Systems)

L'ETABS (V.17) est un logiciel de calcul des structures de génie civil (bâtiments).Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception. Il permet aussi la vérification des structures en béton armé ou en charpente métallique. L'interface graphique disponible facilite considérablement la modélisation et l'exploitation des résultats.

III.3.1. Modélisation

Le logiciel ETABS permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargement, caractéristiques des matériaux ...etc.) de façon entièrement graphique numérique ou combinés, en utilisant les innombrables outils disponibles. En effet, une structure peut être composée en sous schémas (portiques, treilles, dalles, voiles ou autres). Chaque élément est défini dans sa base graphique correspondante, ensuite ces éléments sont assemblés en un modèle final de calcul. Quant à la compatibilité, elle s'effectue de façon automatique.

III.3.2. Fonctions de l'ETABS

Les fonctions de l'ETABS sont les suivantes :

- ✓ La modélisation ne permet de considérer que les éléments structuraux de la structure. Ils sont modélisés soit par des masses concentrées aux nœuds, soit par des charges qui s'ajoutent à son poids.
- ✓ Possibilité d'importer ou exporter à d'autres logiciels tels que l'Excel, Autocad etc.
- ✓ Permet de modéliser, analyser, vérifier et afficher la géométrie de la structure, ainsi que les résultats de l'analyse qui ce en trois parties le pré-processus, processus et le post-traitement.
- ✓ La modélisation des éléments qui travaillent en contraintes planes (voile, dalle...) se faite à travers les éléments Shell. Si les planchers sont conçus en dalle pleines, aucun problème ne se présente, par contre si sont conçus en corps creux, il faudrait définir l'épaisseur adéquate et les caractéristiques du matériau qui représente le mieux le corps creux, ou bien apporter aux nœuds des masse qui correspondent à la masse des planchers.
- ✓ Conditions aux limites : les structures sont considérées appuyées (encastrement, appuis simples ou doubles) au niveau du sol de fondation, néanmoins l'ETABS permet d'étudier l'interaction sol structure en remplaçant les appuis rigides par des appuis élastiques (ressorts), qui présentent le même coefficient d'élasticité du sol de fondation calculé par les différents méthodes de la mécanique de sol.
- ✓ Possibilité d'effectuée l'analyse des structures conçues avec n'importe quel matériau.
- ✓ Procède dans sa base de donnée des spectres de repense définis par le code sismique américain.
- ✓ Permet de calculer uniquement le ferrailage des éléments barres et ne donne que la section d'acier selon différentes normes.
- ✓ Logiciel professionnel adapté aux constructions en béton armé, en acier, ou mixtes.

III.3.3. Les différents types d'analyses disponibles dans l'ETABS

Les différents types d'analyse disponibles dans l'ETABS sont les suivants :

- ✓ Analyse statique linéaire.
- ✓ Analyse statique non linéaire.
- ✓ Analyse modale spectrale.
- ✓ Analyse temporelle.

III.3.4. Démarche de modélisation par ETABS

Lors de l'élaboration de notre modèle par ETABS sur un fichier d'interface complètement graphique, on passe par les étapes suivantes :

1. Choix de l'unité (KN.m, Kgf.m, ...)

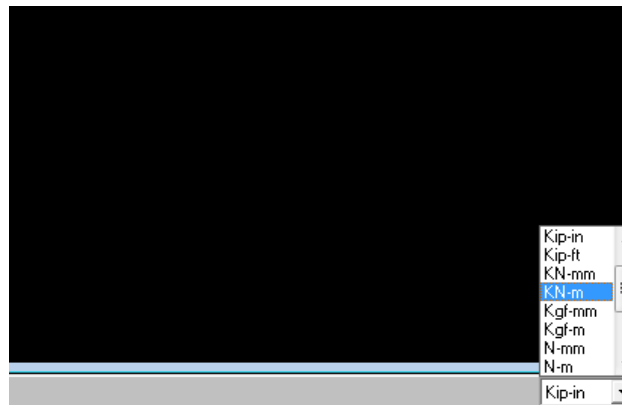


Figure III.1. Choix de l'unité.

2. Création des axes (X et Y)

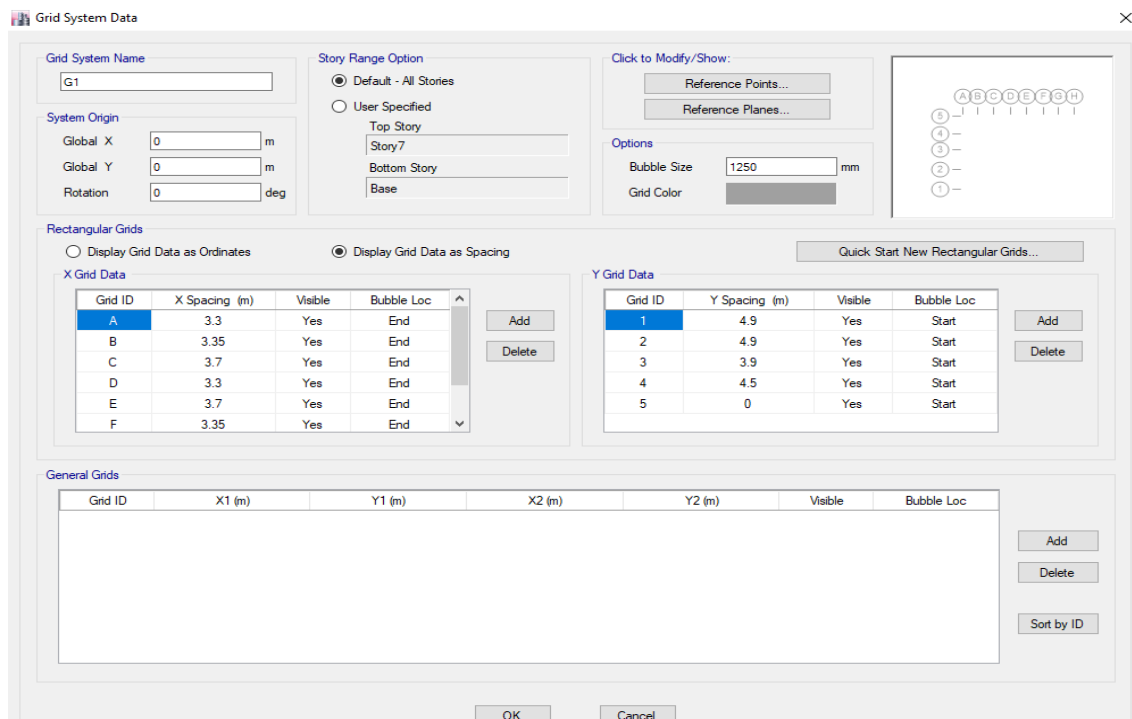


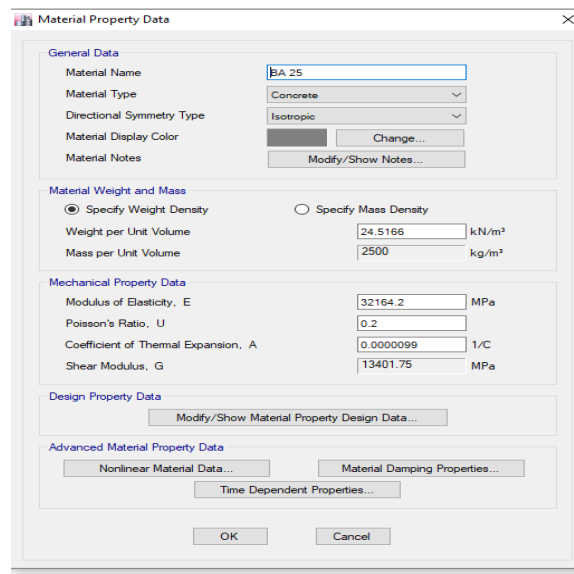
Figure III.2. Création des axes.

3. Définition des éléments

Dans cette étape ont définis exactement la géométrie du modèle.

4. Définition des caractéristiques mécaniques des matériaux

(Masse volumique, poids volumique, module d'élasticité et coefficient de poisson).



The 'Material Property Data' dialog box is shown with the following settings:

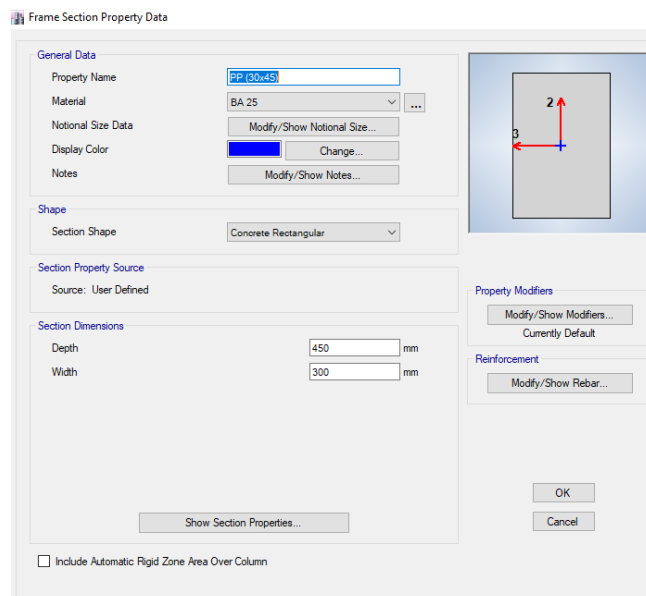
- General Data:** Material Name: BA 25, Material Type: Concrete, Directional Symmetry Type: Isotropic, Material Display Color: (dark grey), Material Notes: (empty).
- Material Weight and Mass:** ☒ Specify Weight Density, ☐ Specify Mass Density. Weight per Unit Volume: 24.5166 kN/m³, Mass per Unit Volume: 2500 kg/m³.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E: 32164.2 MPa, Poisson's Ratio, U: 0.2, Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000099 1/C, Shear Modulus, G: 13401.75 MPa.
- Design Property Data:** (empty, with a 'Modify/Show Material Property Design Data...' button).
- Advanced Material Property Data:** (empty, with buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...').

Figure III.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux.

5. Définition des dimensions des éléments

➤ Eléments « **FRAME** » (poteaux, poutres)

On introduit le nom, le matériau, les dimensions de la section transversale et éventuellement le nombre des barres d'acier dans le cas des structures en béton armé et l'enrobage.



The 'Frame Section Property Data' dialog box is shown with the following settings:

- General Data:** Property Name: PP (30x45), Material: BA 25, Notional Size Data: (empty), Display Color: (blue), Notes: (empty).
- Shape:** Section Shape: Concrete Rectangular.
- Section Property Source:** Source: User Defined.
- Section Dimensions:** Depth: 450 mm, Width: 300 mm.
- Property Modifiers:** (empty, with a 'Modify/Show Modifiers...' button).
- Reinforcement:** (empty, with a 'Modify/Show Rebar...' button).

Figure III.4. Définition des poutres, poteaux

➤ Élément « **SHELL** » (balcons, escaliers et voiles), pour notre analyse on a seulement les voiles.

On doit spécifier le nom de l'élément, le matériau qui le constitue et son épaisseur.

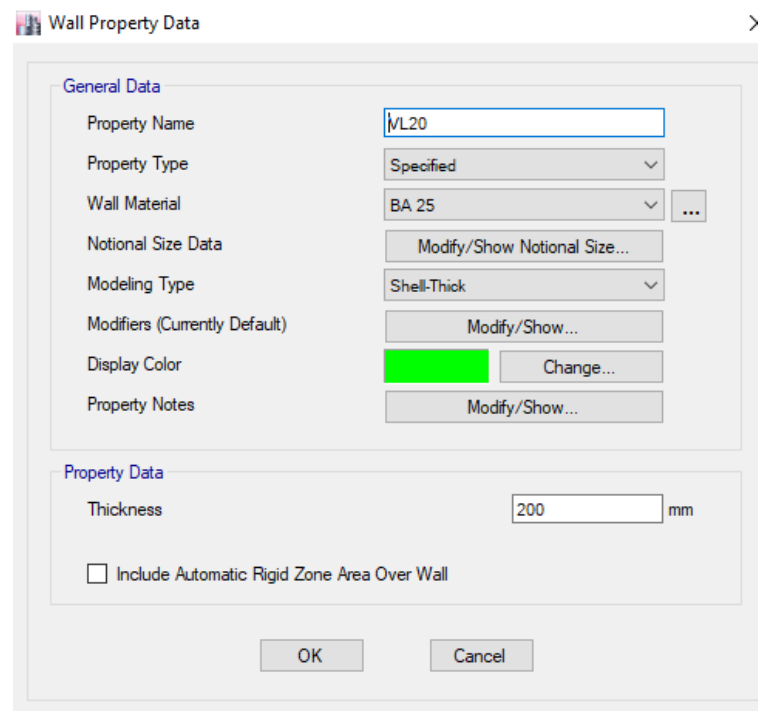


Figure III.5. Définition des voiles.

6. Définition de type de charges

Dans cette étape on donne un nom pour chaque type de charge et sa désignation (charge permanente, charge d'exploitation, vent, neige ...)

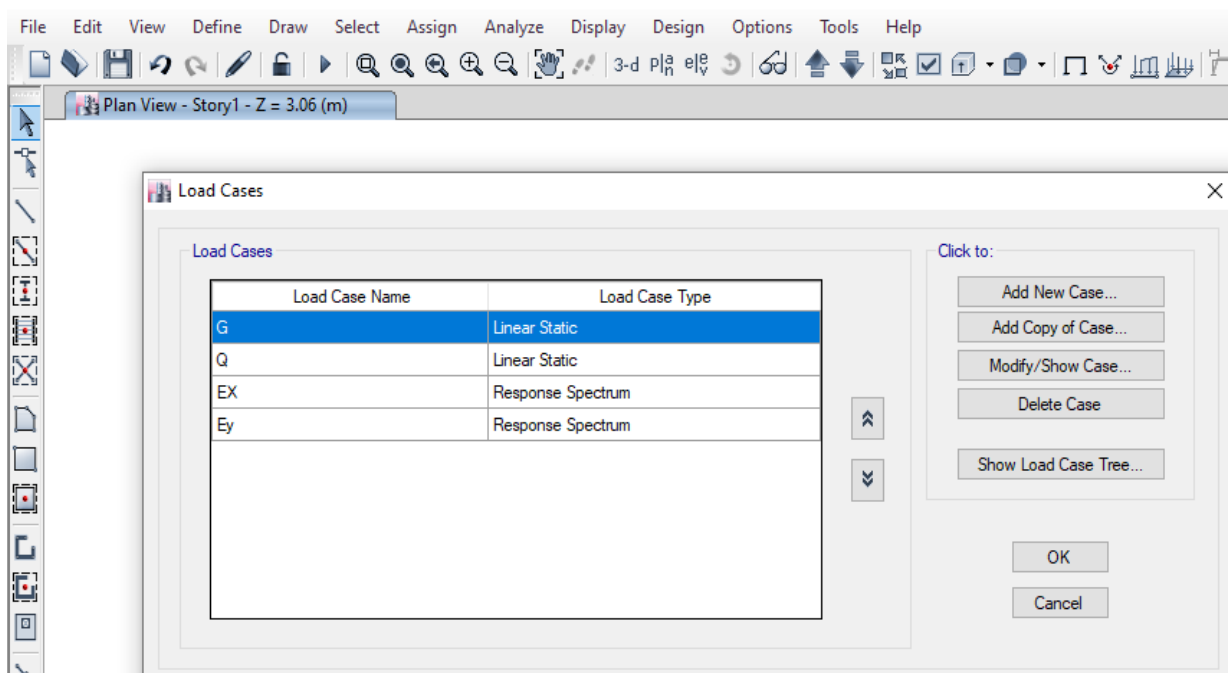


Figure III.6. Définition des charges.

7. Introduction des données pour l'étude sismique

Le logiciel propose des soumettre la structure à des spectres de réponse prédéfinis. Comme il permet d'utiliser un autre spectre de réponse que l'on introduit soit par saisie ou par importation d'un fichier.

8. Définition des combinaisons des charges

Toutes les charges étant définies, on passe en suite à la définition des différentes combinaisons proposées par les règlements en vigueur.

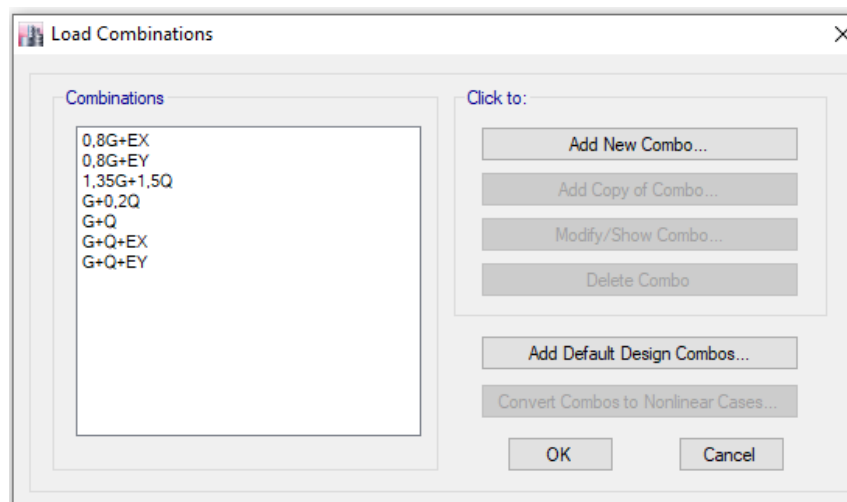


Figure III.7. Combinaisons de charge

9. Condition aux limites

Pour éviter d'avoir un mécanisme, il faut définir un système d'appuis de la structure de façon à ce que la structure ne peut se déplacer sans se déformer.

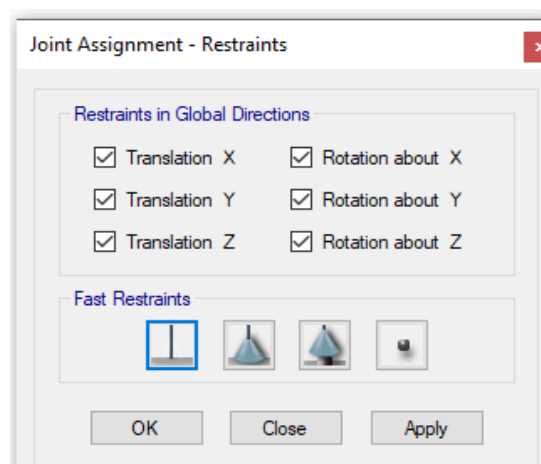


Figure III.8. Système d'appuis

10. Concentration des masses

Assignment de la masse source pour concentrer les charges appliquées à la structure (permanentes, exploitation).

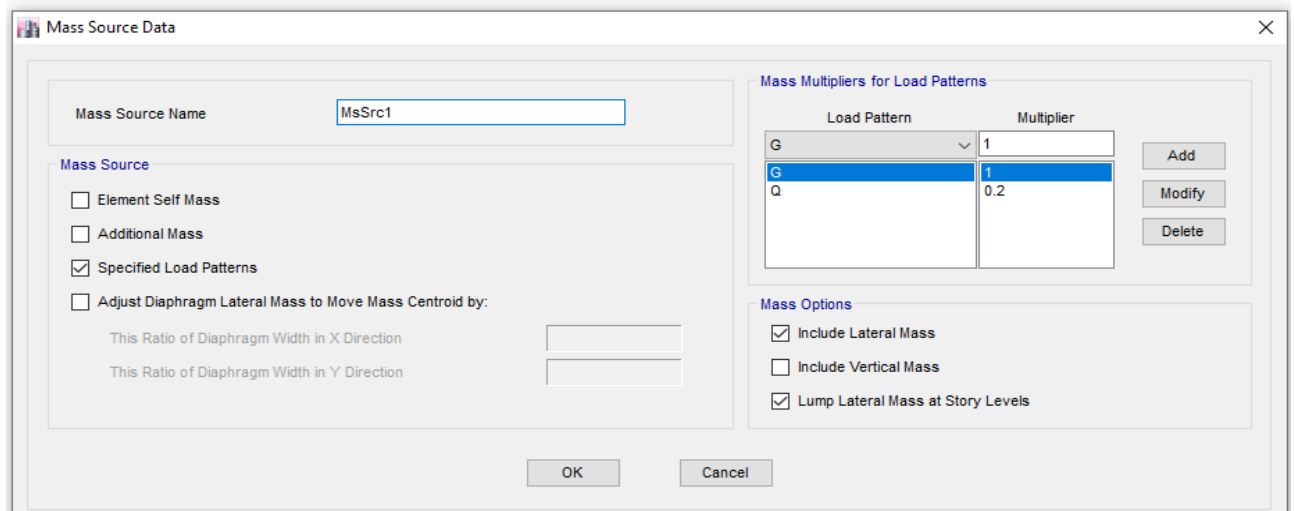


Figure III.9. Définition de masse

11. Assignment de comportement de dalle

Pour considérer l'hypothèse des planchers rigides dans leurs plans, il faut définir un diaphragme regroupant tous les nœuds d'un même plancher et ceci pour tous les niveaux.

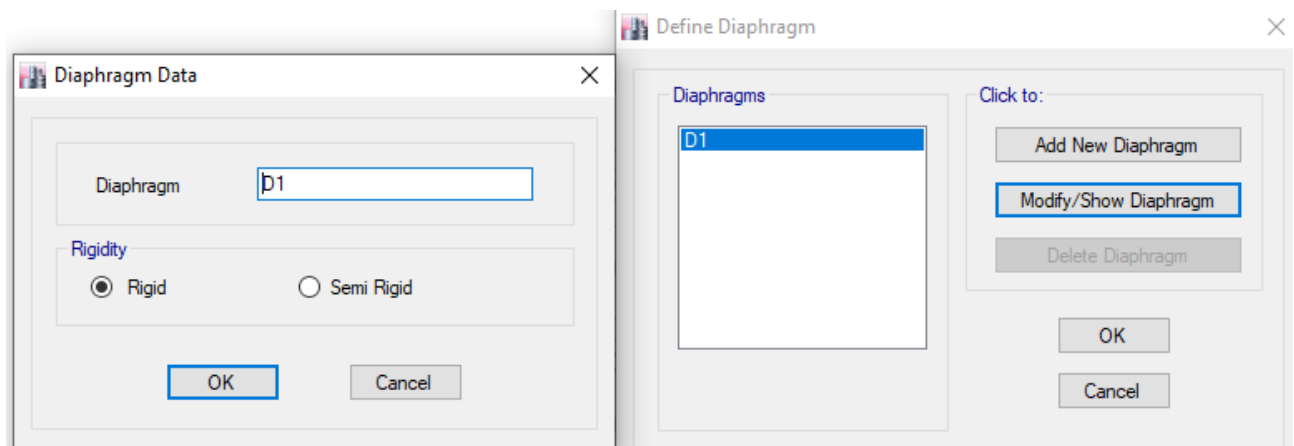


Figure III.10. Introduction des diaphragmes.

12. Analyse

Définition du type d'analyse selon le cas (analyse statique ou dynamique...).

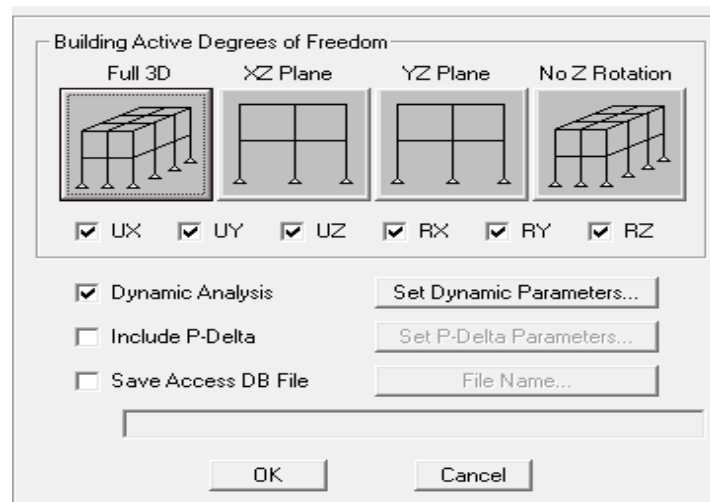


Figure III.11. Analyse.

III.4. Etude sismique

III.4.1. Introduction

Toute structure implantée en zone sismique est susceptible de subir durant sa durée de vie une excitation dynamique de nature sismique. De ce fait la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception parasismique de cette dernière. Ainsi, le calcul du bâtiment vis-à-vis de séisme vise à évaluer les charges susceptibles d'être engendrées dans le système structural lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est faite par le logiciel **ETABS V 17**.

III.4.2. Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations.

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

III.4.2.1. La méthode statique équivalente :

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 projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

III.4.2.1.1. Condition d'application :

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

- ❖ Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, les conditions de hauteur au plan au plus égale à 65 m en zones I et II et à 30m en zones III, et les conditions complémentaires suivantes :
- ❖ Groupe d'usages 3 et 2, si la 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 10 m.
- ❖ Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.
- La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas de notre bâtiment car la structure est classée dans un groupe d'usage 2 et sa hauteur est supérieure à 17 m (21.42 m). (CNV)

III.4.2.2. La méthode modale spectrale :

Cette méthode sert surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe et pour lesquelles la méthode statique équivalente n'est pas inapplicable.

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

III.4.2.2.1 Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.(CV)

III.4.2.3. Méthode D'analyse Dynamique Par Accélérogrammes :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

- Dans notre cas nous ne pouvons pas appliquer cette méthode pour cause d'indisponibilité des accélérogrammes (CNV)

Remarque : Nous choisissons la méthode dynamique modale spectrale et la méthode statique non linéaire comme des méthodes d'analyses pour notre structure

III.4.3. Utilisation des spectres de réponse :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω). Pour des accélérographes données, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

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

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement.

Q : Facteur de qualité.

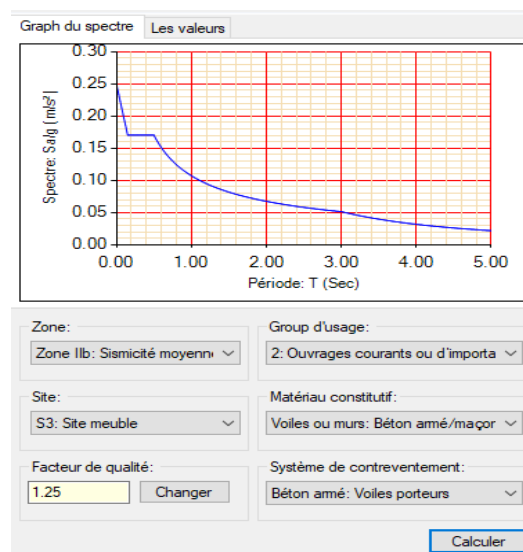


Figure III.12. Représentation graphique du Spectre de réponse.

III.4.4. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{III.2}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone ($A = 0.20$; groupe d'usage 2 et zone sismique (II.b))
- D : facteur d'amplification dynamique moyen. Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée a la catégorie du site est donnée dans le Tableau 4.7 de RPA99/Version 2003.

III.4.5. Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

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

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \text{Min} \begin{cases} T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \end{cases} \quad \text{III.4}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et de type de remplissage

($C_T = 0.05$)

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ($h_N = 21.42$ m)

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

$$\begin{cases} D_x = 27.2 \text{ m} \\ D_y = 18.2 \text{ m} \end{cases}$$

Selon x-x

$$T_x = \text{Min} \begin{cases} T = 0.09 \times \frac{21.42}{\sqrt{27.20}} = 0.37 \text{ sec} \\ T = 0.05 \times (21.42)^{\frac{3}{4}} = 0.50 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_x = 0.37 \text{ sec}$$

Selon y-y

$$T_y = \text{Min} \begin{cases} T = 0.09 \times \frac{21.42}{\sqrt{18.20}} = 0.45 \text{ sec} \\ T = 0.05 \times (21.42)^{\frac{3}{4}} = 0.50 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_y = 0.45 \text{ sec}$$

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{site3} \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$$

Le facteur d'amplification dynamique moyen est :

$$D_x = 2.5\eta \text{ Si } 0 < T_x < T_2 \quad \text{III.5}$$

$$D_y = 2.5\eta \text{ Si } 0 < T_y < T_2 \quad \text{III.6}$$

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \quad \text{III.7}$$

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

Pour notre bâtiment on prend $\xi = 10$ %

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 10)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = 0.76$$

$$D_x = D_y = 2.5\eta = 2.5 \times 0.76 = 1.91$$

- R : Coefficient de comportement.

Les valeurs du coefficient de comportement sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement tableau (4.3) (Art 4.2.3 RPA 99/Version 2003.), des matériaux utilisés et des dispositions constructives adoptées pour favoriser la ductilité des éléments et assemblages, c'est-à-dire leur aptitude à supporter des déformations supérieures à la limite élastique.

Pour notre bâtiment, le système de contreventement choisi est un système voiles porteurs (R=3,5).

- Q : facteur de qualité de la structure. Il est en fonction de :
 - La Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
 - La Régularité en plan et en élévation
 - La qualité de contrôle de la construction

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^6 P_q \quad \text{III.8}$$

Avec :

P_q représente la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.

Ces pénalités sont résumées dans le Tableau III.1 (Tableau 4.4 de RPA 99/version 2003).

Tableau III.1. Facteur de qualité Q de la structure.

	Critère	Suivant X		Suivant Y	
		Observé	Valeur	Observé	Valeur
1	Condition minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2	Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4	Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

En récapitulant les résultats on trouve :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0 + 0 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.25$$

- T : Périodes caractéristiques :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow \text{site } S_3$$

- W : poids de la structure calculé par la formule suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{III.9}$$

- W_i : Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{III.10}$$

Avec :

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher “i”.

W_{Gi} : Le poids dû aux charges permanentes et celui des équipements fixes éventuels, secondaires de la structure au niveau “i”.

W_{Qi} : Surcharges d’exploitation au niveau “i”.

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d’exploitation.

$\beta = 0.2$ (bâtiment d’habitation, bureaux ou assimilés).

Le Tableau III.2 récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment :

Tableau III.2. Les paramètres sismiques retenus pour notre bâtiment.

Coefficients	Conditions	Valeurs
A	Groupe d’usage 2	0.20
	Hauteur du bâtiment < 48m	
	Zone sismique II.b	
R	Système de contreventement choisi est un système (Voiles porteurs) en béton armé	3.5
Q	$1 + \Sigma P_q$	1.25
E	-	10%
H	$[(7 / (2 + \epsilon))]^{1/2} \geq 0.7$	0.76
T₁	Site 3	0.15 s
T₂	Site 3	0.50 s

III.4.6. Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée par le RPA99 version 2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base " V_t " obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente " V " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) par le rapport : $\frac{0.8V}{V_T}$

III.4.7. Vérifications exigées par le RPA 99/version 2003

Pour les deux méthodes de calcul, le RPA 99/version 2003 exige les vérifications suivantes :

- ✓ Vérification de comportement pour les trois premiers modes.
- ✓ Vérification des périodes.
- ✓ Vérification de participation massique.
- ✓ Vérification de la résultante des forces sismiques.
- ✓ Vérification de déplacements inter-étages.
- ✓ Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ .

III.5. Interprétation des résultats

Nous présenterons les différents modèles de disposition des voiles de contreventement, ainsi que les vérifications nécessaires et les résultats de l'analyse sismique réalisée par l'ETABS.

III.5.1. Premier modèle (Modèle initial sans voiles) :

Dans le premier modèle, les voiles de contreventement sont disposés dans la cage d'escalier (Figure III.13).

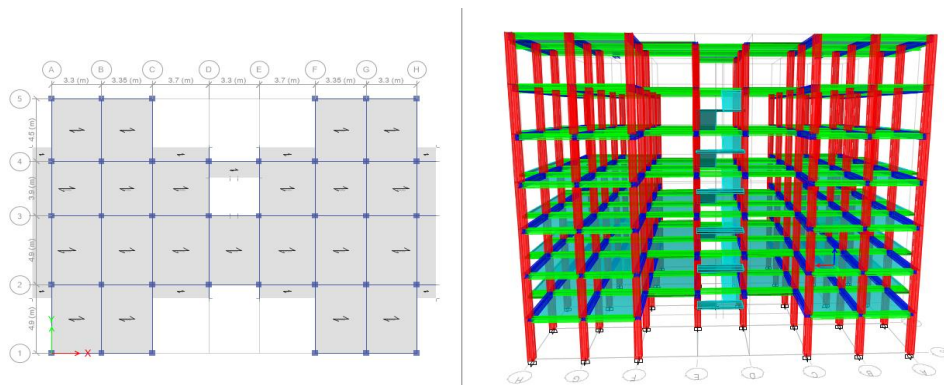


Figure III.13. Modèle initial sans voiles.

III.5.1.1. Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau III.3.

Tableau III.3 Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.

Mode	Period(s)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1.026	0	79.35	0	79.35	0
2	0.981	77.77	0	77.77	79.35	0.03
3	0.951	0.25	0.17	78.02	79.52	78.42
4	0.338	0	8.89	78.02	88.41	0.04
5	0.321	11.96	0	89.98	88.41	0.02
6	0.197	0	0.11	89.98	88.52	11.60
7	0.164	0.14	3.94	90.12	92.46	0.03
8	0.118	3.87	0	93.99	92.46	0

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale : **T=1,026 sec.**
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **7^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est un mode translation suivant l'axe Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation suivant l'axe X-X.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

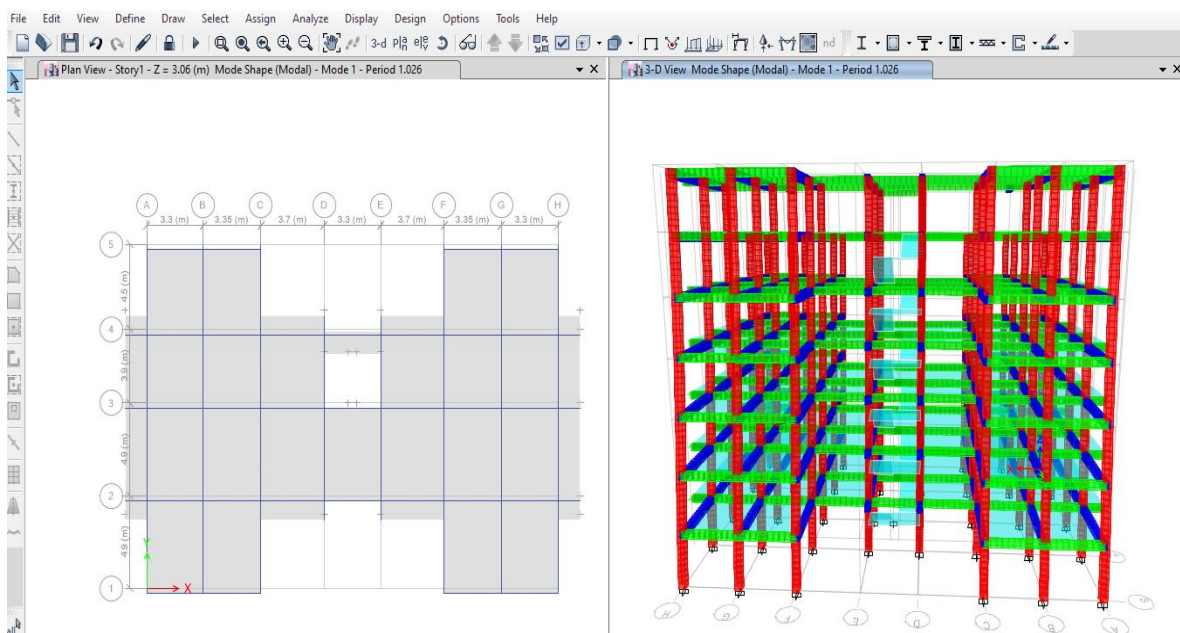


Figure III.14. Modèle initial mode 1 (translation suivant l'axe y-y).

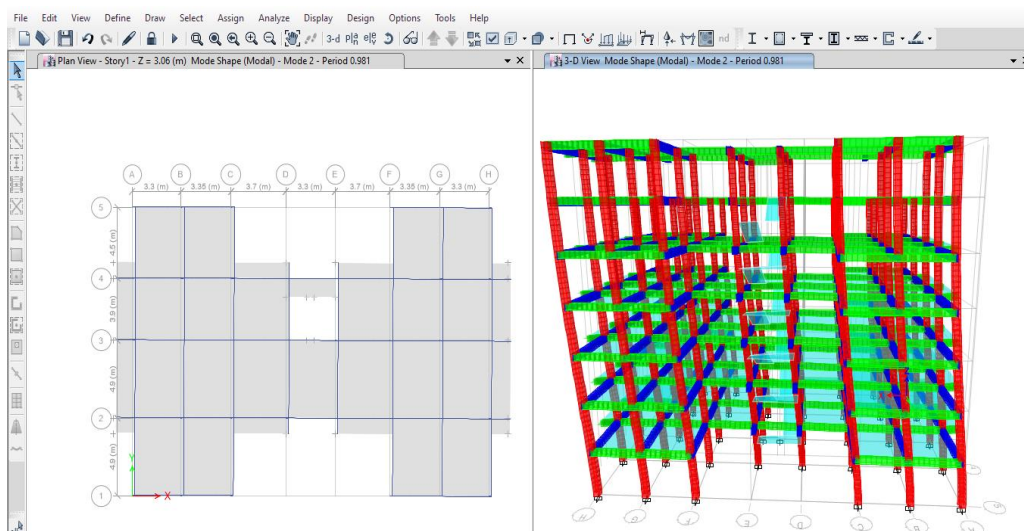


Figure III.15. Modèle initial mode 2 (translation suivant l'axe x-x).

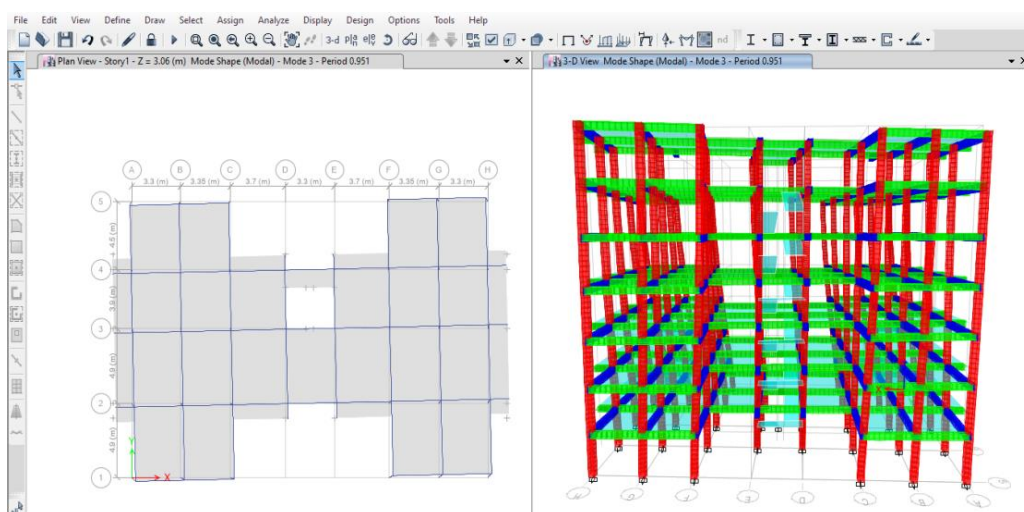


Figure III.16. Modèle initial mode 3 (torsion).

III.5.1.2. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99 modifié en 2003 :

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

III.5.1.2.1. Vérification des périodes

Les valeurs des périodes T données par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30 %.

Tableau III.4. Vérification des périodes.

Axe	T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$
X	0.37	1.026	0.48	Non vérifiée
Y	0.45	0.98	0.58	Non vérifiée

III.5.1.2.2 Vérification de participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans deux direction, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 (version 2003). Le Tableau III.5 donne le pourcentage de participation massique.

Tableau III.5. Pourcentage de participation massique.

Mode	Period T(s)	Participation massique(%)		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)	Sens (x)	Sens (y)
1	1.026	0	79.35	0	79.35
2	0.981	77.77	0	77.77	79.35
3	0.951	0.25	0.17	78.02	79.52
4	0.338	0	8.89	78.02	88.41
5	0.321	11.96	0	89.98	88.41
6	0.197	0	0.11	89.98	88.52
7	0.164	0.14	3.94	90.12	92.46
8	0.118	3.87	0	93.99	92.46

III.5.1.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante de forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques V déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit : $V_T \geq 0.8V$

• Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V est calculée dans les deux directions X, Y par les formules :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \quad \text{III.11}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W \quad \text{III.12}$$

Tableau III.6. Calcul de force sismique.

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	ΣW _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
0.20	1.91	1.91	3.5	1.25	1.25	32547.91	4440.46	4440.46

Le Tableau III.7 regroupe la vérification de la résultante de force sismique.

Tableau III.7. Vérification de la résultante de force sismique.

	V _{stat} (KN)	V _{dyn} (KN)	0.8V _{stat} (KN)	V _{dyn} ≥ 0.8V _{stat}
XX	4440.46	2146.33	3552.37	Non
YY	4440.46	2111.86	3552.37	Non

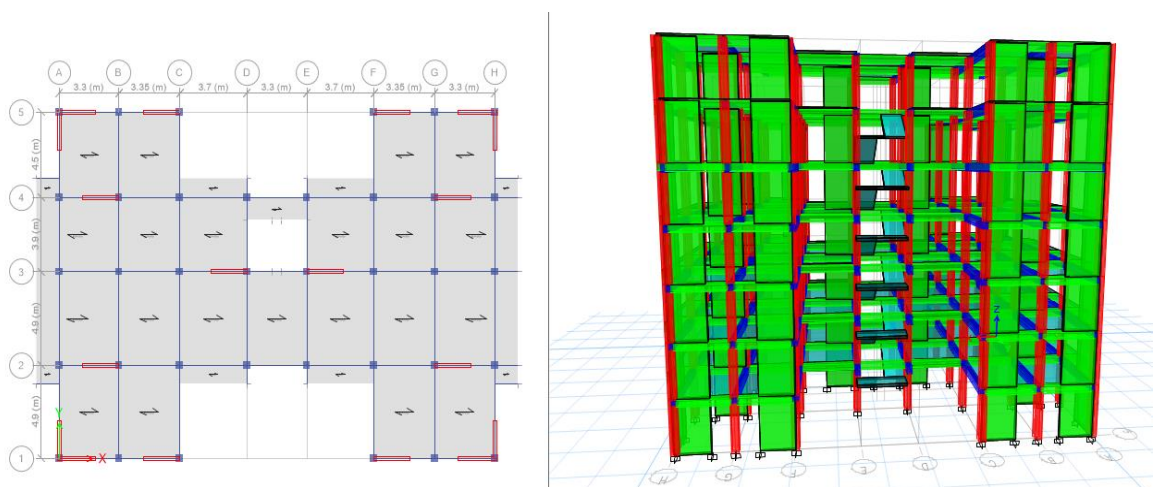
Selon RPA 99/ version 2003, il faut augmenter tous les paramètres de réponse (forces, déplacement, moments, ...) par le rapport : $0.8V/V_T$

➤ Conclusion

Le période fondamentale dans les deux sens, n'est pas vérifié, donc on doit augmenter la rigidité de la structure par l'ajout des voiles.

III.5.2. Deuxième modèle (Structure avec voiles)

La Figure III.17 montre la disposition des voiles de contreventement. Notre structure est contreventée par **dix-huit (18) voiles**, disposés pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment sous l'effet de l'action sismique, et pour améliorer son comportement ductile.

**Figure III.17.** Deuxième Modèle (Structure avec voiles).

III.5.2.1. Caractéristiques dynamiques propres du deuxième modèle:

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau III.8

Tableau III.8. Périodes et facteurs de participation massique du deuxième modèle.

Mode	Period(s)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.702	0	74.03	0	74.03	0
2	0.436	64.79	0	64.79	74.03	0
3	0.408	0.05	0.04	64.84	74.06	59.58
4	0.199	0.36	1.74	65.20	75.80	0
5	0.12	11.35	10.11	76.55	85.91	0.06
6	0.097	13.77	7.31	90.32	93.22	0
7	0.053	0.014	0	90.33	93.22	31.47
8	0.053	4.66	1.12	94.99	94.34	0

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale : **T=0.702 sec.**
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **6^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

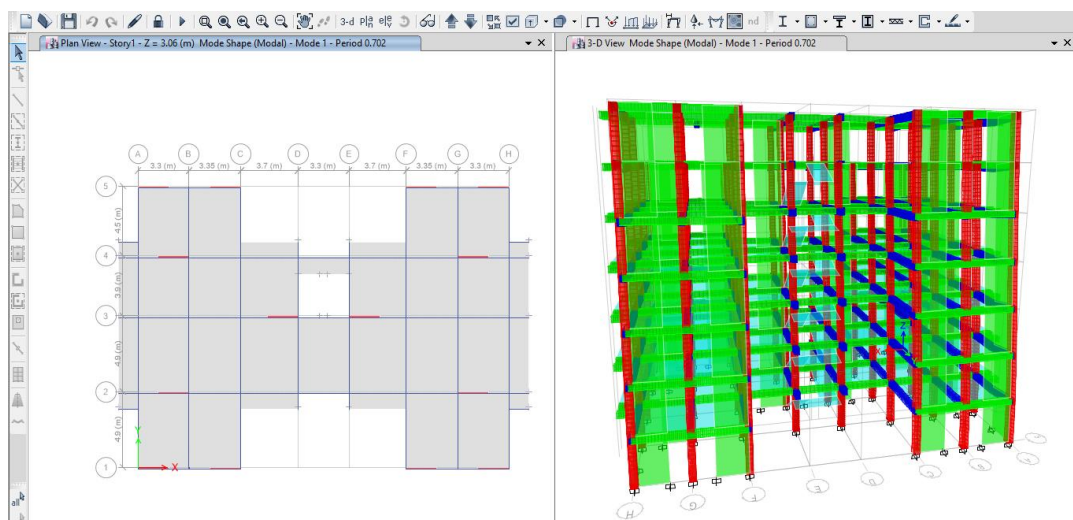


Figure III.18. Deuxième modèle mode 1 (translation suivant l'axe y-y).

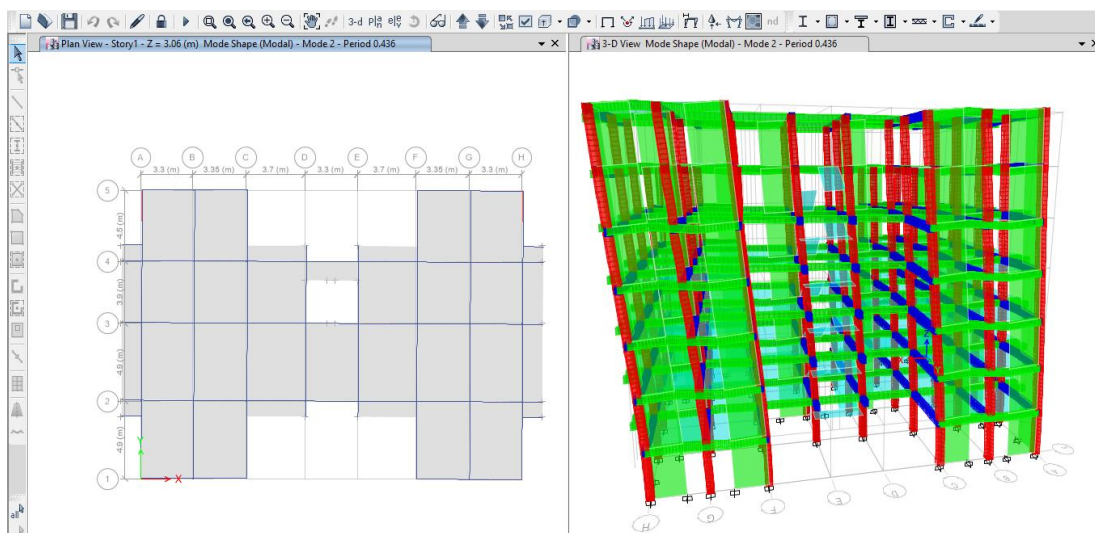


Figure III.19. Deuxième modèle mode 2 (translation suivant l'axe x-x).

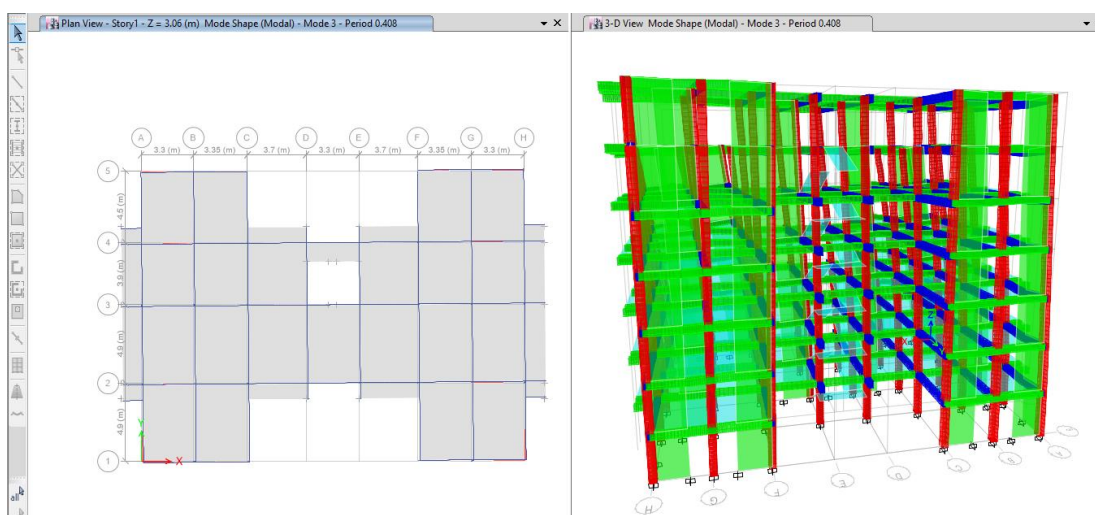


Figure III.20. Deuxième modèle mode 3 (torsion).

III.5.2.2. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99 modifié en 2003 :

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

III.5.2.2.1. Vérification des périodes

Les valeurs des périodes T données par l'ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de 30 %.

Tableau III.9. Vérification des périodes.

Axe	T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3T_{RPA}$
X	0.37	0.436	0.48	Vérifiée
Y	0.45	0.702	0.58	Non vérifiée

III.5.2.2.2 Vérification de participation massique

Pour les structures représentées par des modèles plans deux direction, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure d'après RPA99 (version 2003). Le Tableau III.10 donne le pourcentage de participation massique.

Tableau III.10. Pourcentage de participation massique.

Mode	Period T(s)	Participation massique(%)		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)	Sens (x)	Sens (y)
1	0.702	0	74.03	0	74.03
2	0.436	64.79	0	64.79	74.03
3	0.408	0.05	0.04	64.84	74.06
4	0.199	0.36	1.74	65.20	75.80
5	0.12	11.35	10.11	76.55	85.91
6	0.097	13.77	7.31	90.32	93.22
7	0.053	0.014	0	90.33	93.22
8	0.053	4.66	1.12	94.99	94.34

III.5.2.2.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

La résultante de forces sismique à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques V déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Soit : $V_T \geq 0.8V$

• Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V est calculée dans les deux directions X, Y par les formules :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \quad \text{III.13}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W \quad \text{III.14}$$

Tableau III.11. Calcul de force sismique.

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	ΣW _i (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
0.20	1.91	1.91	3.5	1.25	1.25	35946.66	4904.15	4904.15

Le Tableau III.12 regroupe la vérification de la résultante de force sismique.

Tableau III.12. Vérification de la résultante de force sismique.

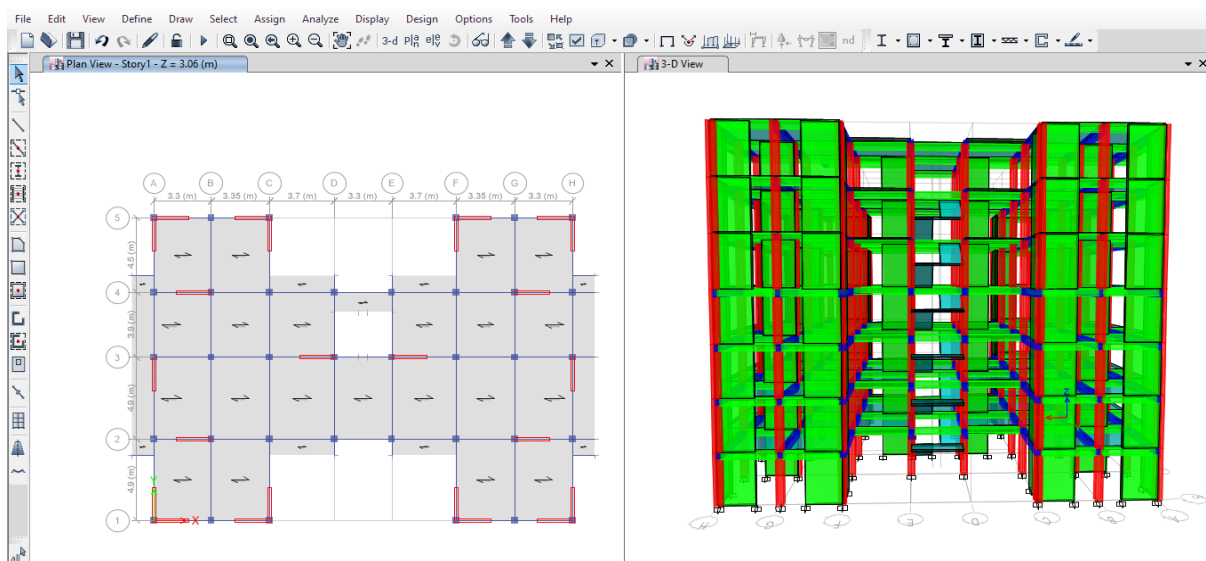
	V _{stat} (KN)	V _{dyn} (KN)	0.8V _{stat} (KN)	V _{dyn} ≥ 0.8V _{stat}
XX	4904.15	3987.65	3923.32	Oui
YY	4904.15	3796.44	3923.32	Non

➤ Conclusion

Le période fondamentale, n'est pas vérifié dans le sens y et vérifié dans le sens x, donc on doit augmenter la rigidité de la structure par l'ajout des voiles dans le sens y.

III.5.3. Troisième modèle (Modèle final)

La Figure III.21 montre la disposition finale des voiles de contreventement. Notre structure est contreventée par **vingt-quatre (24) voiles**, disposés pour assurer un bon comportement dynamique du bâtiment sous l'effet de l'action sismique, et pour améliorer son comportement ductile.

**Figure III.21.** Disposition finale des voiles.

III.5.3.1. Caractéristiques dynamiques propres du modèle finale

Tableau III.13. Périodes et facteurs de participation massique du modèle finale.

Mode	Period(s)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.552	0	71.90	0	71.90	0
2	0.417	67.73	0	67.73	71.90	0.03
3	0.381	0.014	0.002	67.74	71.90	67.78
4	0.147	0.234	2.48	67.97	74.38	0.37
5	0.116	9.61	9.68	77.58	84.06	0.07
6	0.07	12.79	6.35	90.37	90.41	0
7	0.051	0	0.04	90.37	90.45	23.47
8	0.037	2.54	1.87	92.91	92.32	0.06

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale : **T=0.55 sec.**
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **6^{ème}** mode.
- Le **1^{er}** mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y.
- Le **2^{ème}** mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.
- Le **3^{ème}** mode est un mode de torsion.

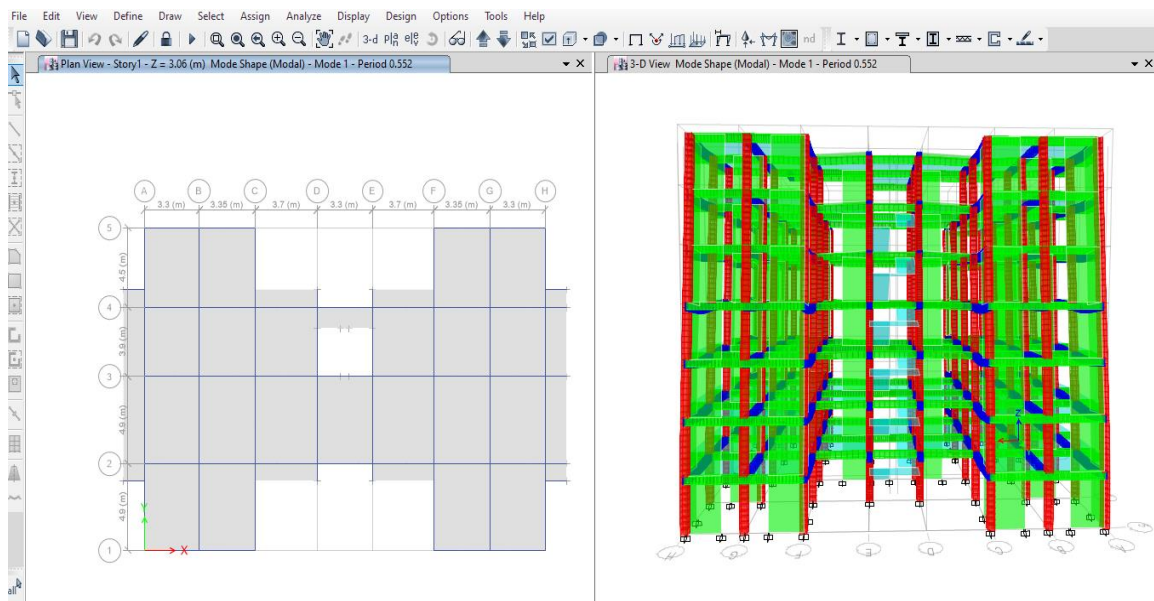


Figure III.22. Modèle finale mode 1 (translation suivant l'axe y-y).

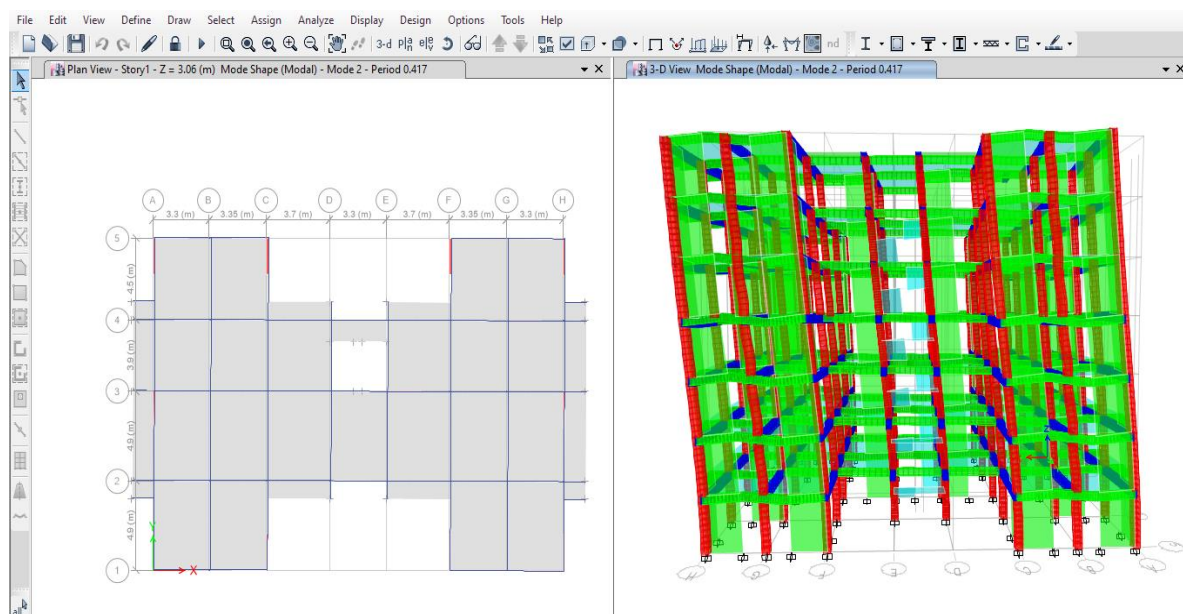


Figure III.23. Modèle finale mode 2 (translation suivant l'axe x-x).

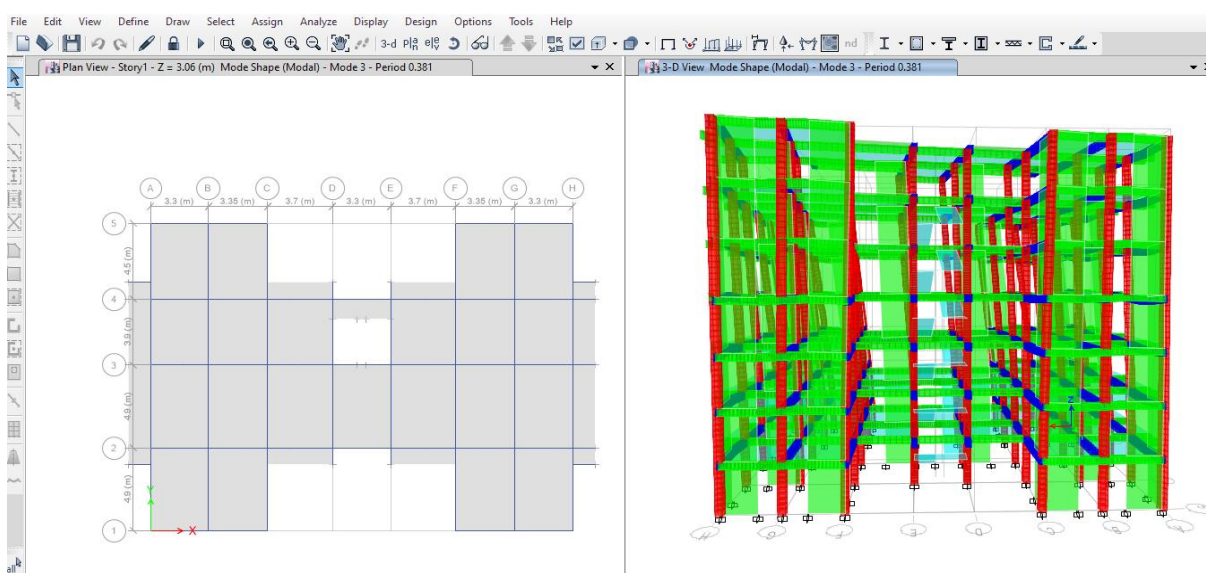


Figure III.24. Modèle finale mode 3 (torsion).

III.5.3.2. Vérification des périodes

Tableau III.14. Vérification des périodes.

	T_{RPA} (s)	T_{ETABS} (s)	$1.3 \times T_{RPA}$ (s)	$T_{ETABS} \leq 1.3 T_{RPA}$
X	0.37	0.417	0.48	Vérifiée
Y	0.45	0.552	0.58	Vérifiée

III.5.3.3. Vérification de participation massique**Tableau III.15.** La vérification de pourcentage de participation massique.

Mode	Période (s)	Participation massique(%)		Cumul de participation massique (%)	
		Sens (x)	Sens (y)	Sens (x)	Sens (y)
1	0.552	0	71.90	0	71.90
2	0.417	67.73	0	67.73	71.90
3	0.381	0.014	0.002	67.74	71.90
4	0.147	0.234	2.48	67.97	74.38
5	0.116	9.61	9.68	77.58	84.06
6	0.07	12.79	6.35	90.37	90.41
7	0.051	0	0.04	90.37	90.45
8	0.037	2.54	1.87	92.91	92.32

III.5.3.4. Vérification de la résultante des forces sismiques

Les Tableaux III.16 et III.17 présentent le calcul et la vérification de la résultante des forces sismiques.

Tableau III.16. Calcul de la force sismique.

A	D _x	D _y	R	Q _x	Q _y	$\sum W_i$ (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
0.20	1.91	1.91	3.5	1.25	1.25	37616,0553	5131.90	5131.90

Tableau III.17. Vérification de la résultante des forces sismique de calcul.

	V _{stat} (KN)	V _{dyn} (KN)	0.8V _{stat}	V _{dyn} ≥ 0.8V _{stat}
XX	5131.90	4188.63	4105.52	Oui
YY	5131.90	4109.60	4105.52	Oui

III.5.3.5. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

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

$$V = F_t + \sum F_i \quad \text{III.15}$$

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

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

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

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

$$F_i = \frac{V \cdot (W_i \cdot h_i)}{\sum (W_j \cdot h_j)} \quad \text{III.16}$$

Les résultats représentés dans ce tableau :

Tableau III.18 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

Niveaux	Vx (KN)	Vy (KN)	Wi(KN)	Hi(m)	Wi*Hi (Kn.m)	Fx(KN)	Fy(KN)
6ème	4188.63	4109.60	3369.20	21.42	72168.26	692.72	679.66
5ème	4188.63	4109.60	5506.75	18.36	101103.93	970.47	952.17
4ème	4188.63	4109.60	5723.99	15.30	87577.04	840.63	824.77
3ème	4188.63	4109.60	5723.99	12.24	70061.63	672.50	659.81
2ème	4188.63	4109.60	5723.99	9.18	52546.22	504.37	494.88
1er	4188.63	4109.60	5723.99	6.12	35030.81	336.29	329.90
Base	4188.63	4109.60	5844.07	3.06	17882.85	171.65	168.41
Somme	/	/	37616.05	/	436370.74	4188.63	4109.60

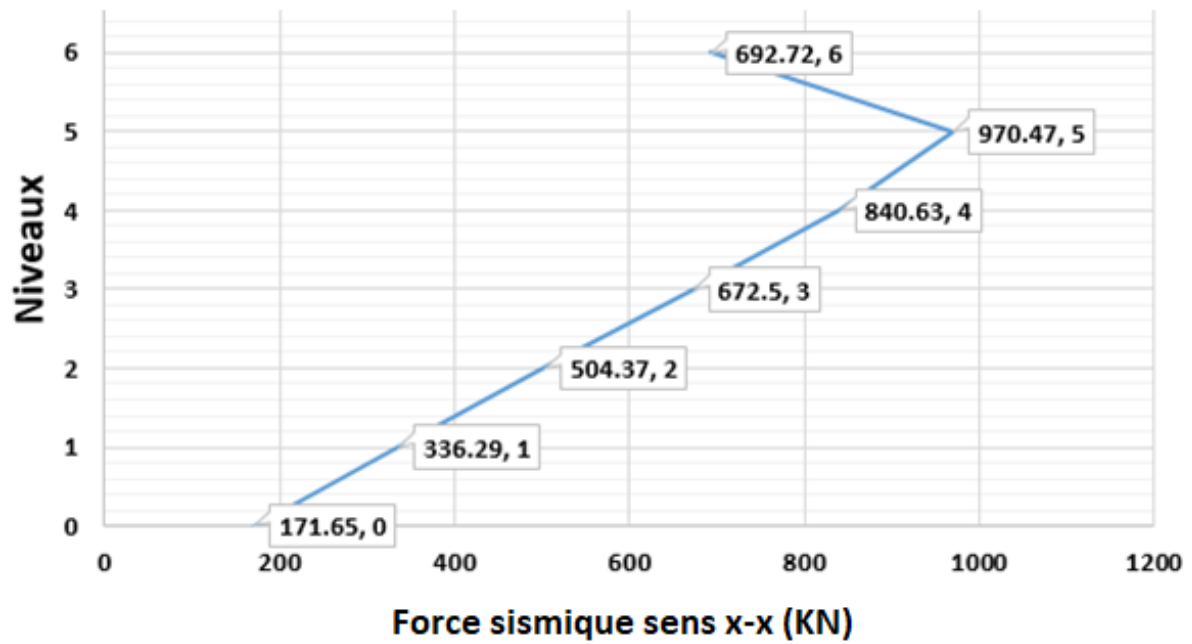


Figure III.25: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (sens x-x).

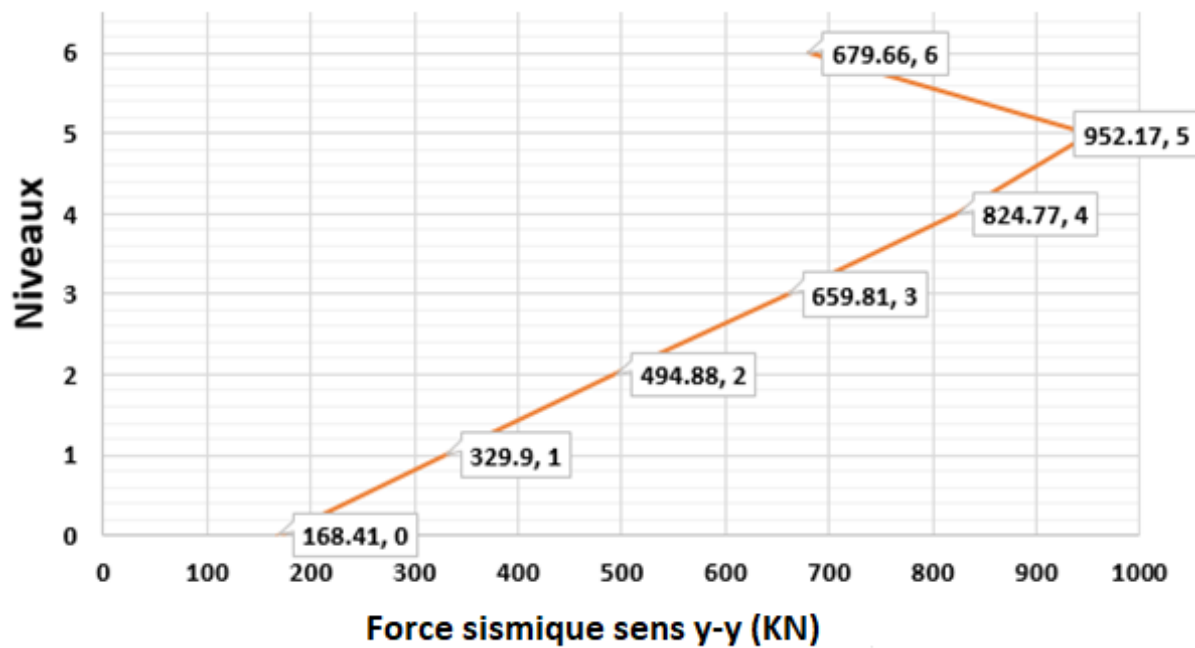


Figure III.26: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (sens y-y).

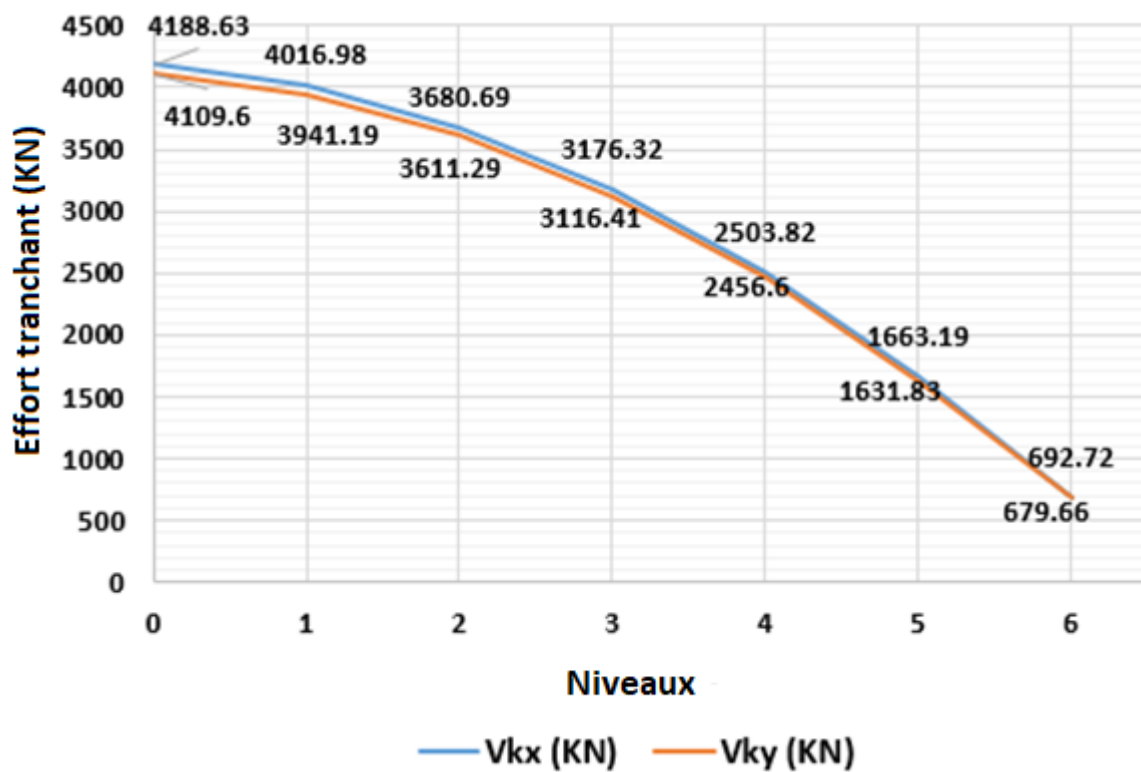
III.5.3.6. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur

L'effort tranchant au niveau de l'étage k :

$$V_K = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad \text{III.17}$$

Tableau III.19 : L'effort tranchant au niveau de l'étage k.

Niveaux	Fi(x) (KN)	Fi(y) (KN)	Vk(x) (KN)	Vk(y) (KN)
6ème	692.72	679.66	692.72	679.66
5ème	970.47	952.17	1663.19	1631.83
4ème	840.63	824.77	2503.82	2456.60
3ème	672.50	659.81	3176.32	3116.41
2ème	504.37	494.88	3680.69	3611.29
1er	336.29	329.90	4016.98	3941.19
Base	171.65	168.41	4188.63	4109.60
Somme	4188.63	4109.60	/	/

**Figure III.27** : Effort tranchant au niveau d'étage.

III.5.3.7 Calcul des moments fléchissant selon la hauteur

Le moment fléchissant au niveau de l'étage k est calculé comme suit :

$$M_k = M_{k+1} + V_{k+1} \times h_e \quad \text{III.18}$$

Avec:

M_k, M_{k+1} : moments fléchissant au niveau de l'étage k et k+1.

V_{k+1} : effort tranchant au niveau de l'étage k+1.

he : hauteur d'étage k+1 ; $h = h_{k+1} - h_k$

Tableau III.20 : Moments fléchissant selon la hauteur.

Niveaux	V_{xk+1} (KN)	V_{yk+1} (KN)	He (m)	$V_{xk+1} * He$ (Kn.m)	$V_{yk+1} * He$ (Kn.m)	$M_k(x)$ (Kn.m)	$M_k(y)$ (Kn.m)
6ème	692.72	679.66	3.06	2119.72	2079.75	2119.72	2079.75
5ème	1663.19	1631.83	3.06	5089.36	4993.39	7209.08	7073.14
4ème	2503.82	2456.60	3.06	7661.68	7517.96	14870.76	14591.10
3ème	3176.32	3116.41	3.06	9719.53	9536.21	24590.29	24127.31
2ème	3680.69	3611.29	3.06	11262.91	11050.54	35853.20	35177.85
1er	4016.98	3941.19	3.06	12291.95	12060.04	48145.15	47237.89
Base	4188.63	4109.60	3.06	12817.20	12575.37	60962.35	59813.26

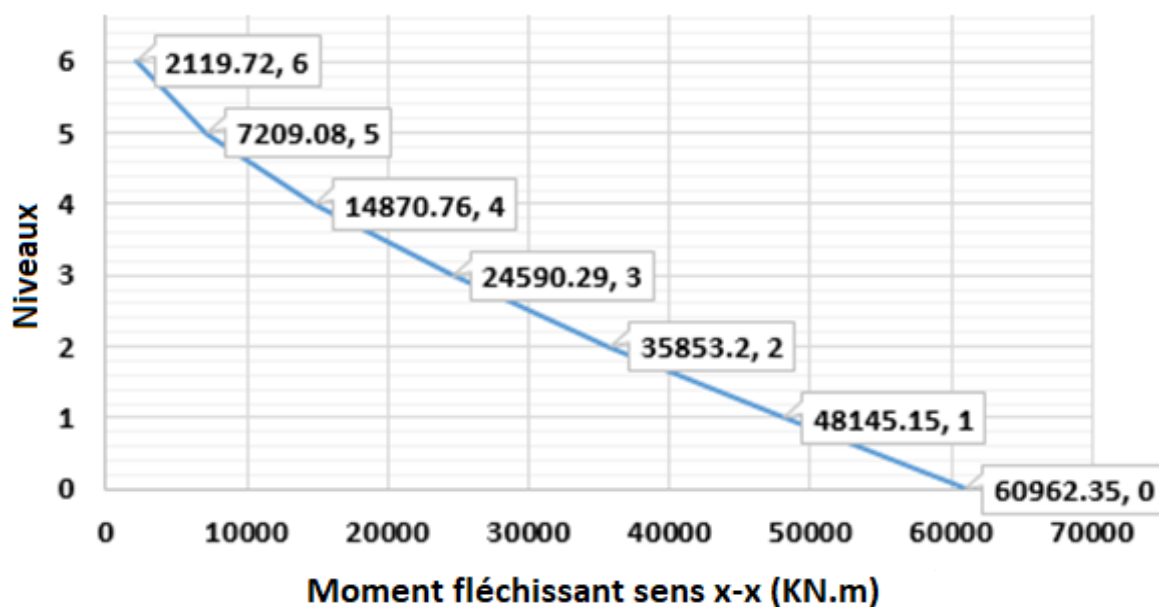


Figure III.28 : Moments fléchissant selon la hauteur (sens x-x).

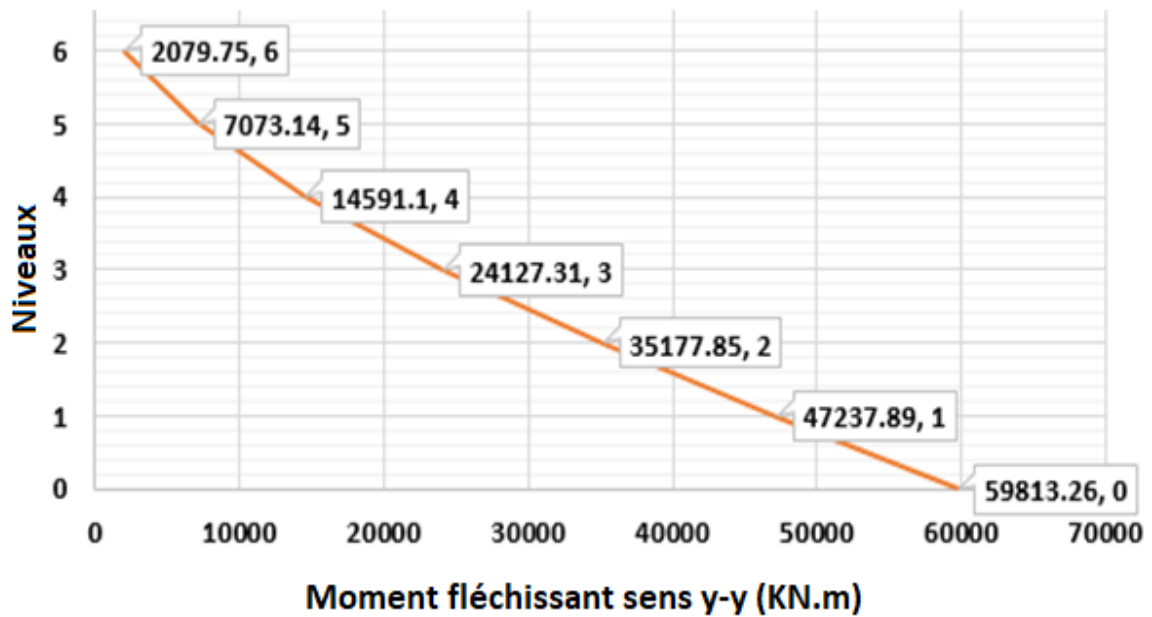


Figure III.29 : Moments fléchissant selon la hauteur (sens y-y).

III.5.3.8. Vérification des déplacements

Les déplacements inter-étages dans les deux sens sont regroupés dans les Tableaux présentés ci-dessous.

Tableau III.21. Vérification des déplacements inter-étages sens XX.

Niveaux	δ_e (cm)	$\delta_k = R\delta_{ek}$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	0.01he (cm)	Vérification
6ème	0,5738	2,008	0.350	3.06	Oui
5ème	0,4738	1.658	0.288	3.06	Oui
4ème	0,3915	1.370	0.317	3.06	Oui
3ème	0,3011	1.053	0.334	3.06	Oui
2ème	0,2057	0.719	0.324	3.06	Oui
1er	0,1131	0.395	0.266	3.06	Oui
Base	0,0369	0.129	0.129	3.06	Oui

Tableau III.22. Vérification des déplacements inter-étages sens YY.

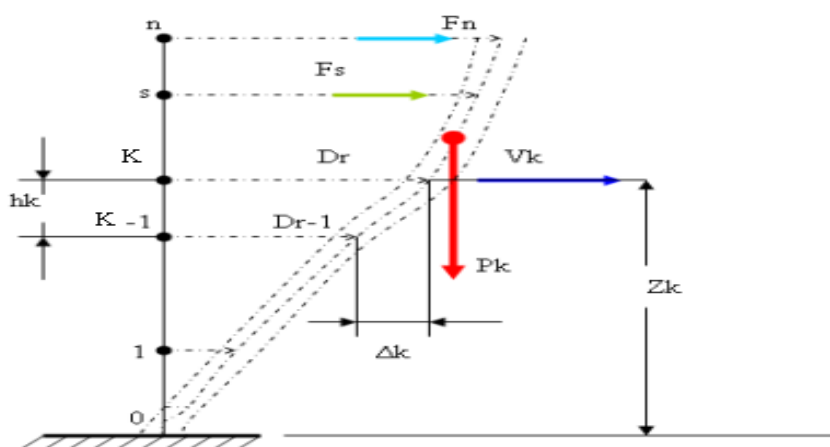
Niveaux	$\delta_e(\text{cm})$	$\delta_k = R\delta_{ek}$ (cm)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$ (cm)	$0.01h_e$ (cm)	Vérification
6ème	1,0082	3.528	0.505	3.06	Oui
5ème	0,8638	3.023	0.556	3.06	Oui
4ème	0,7056	2.467	0.598	3.06	Oui
3ème	0,5348	1.869	0.616	3.06	Oui
2ème	0,3586	1.253	0.580	3.06	Oui
1er	0,1924	0.673	0.462	3.06	Oui
Base	0,0604	0.211	0.211	3.06	Oui

➤ Conclusion

Tous les paramètres sont vérifiés pour ce modèle, on doit vérifier l'effet P- Δ , afin de passer au ferrailage des éléments de contreventement (portiques-voiles).

III.5.3.9. Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ est le moment additionnel dû au produit de l'effort normal dans un poteau au niveau d'un nœud de la structure par le déplacement horizontal du nœud considéré.

**Figure III.30.** Evaluation des effets du second ordre.

Les effets de second ordre (l'effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.1 \quad \text{III.19}$$

Avec :

- p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau 'K' : $P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$ (Déjà calculé).
- V_k : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'
- Δ_k : Déplacement relatif du niveau 'K' par rapport au niveau 'K-1'.
- h_k : Hauteur d'étage 'k' comme indique-la figure.

Si $0.10 < \theta \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur : $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta > 0.20$, la structure est partiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Les Tableaux présentés ci-dessous regroupent les vérifications de l'effet P- Δ dans les deux sens.

Tableau III.23. Vérification de l'effet P- Δ sens XX.

Niveaux	Pk(kn)	Vk(kn)	Δk (cm)	hk(cm)	Θ_x	Observation
6ème	3369.20	692.72	0.350	306	0,005	Vérifiée
5ème	8875.95	1663.19	0.288	306	0.005	Vérifiée
4ème	14599.94	2503.82	0.317	306	0.006	Vérifiée
3ème	20323.93	3176.32	0.334	306	0.006	Vérifiée
2ème	26047.92	3680.69	0.324	306	0.007	Vérifiée
1er	31771.91	4016.98	0.266	306	0.006	Vérifiée
Base	37616.05	4188.63	0.129	306	0.003	Vérifiée

Tableau III.24.Vérification de l'effet P-Δ sens YY.

Niveaux	P _k (kn)	V _k (kn)	Δ _k (cm)	h _k (cm)	Θ _y	Observation
6ème	3369.20	679.66	0.505	306	0.008	Vérifiée
5ème	8875.95	1631.83	0.556	306	0.009	Vérifiée
4ème	14599.94	2456.60	0.598	306	0.011	Vérifiée
3ème	20323.93	3116.41	0.616	306	0.013	Vérifiée
2ème	26047.92	3611.29	0.580	306	0.013	Vérifiée
1er	31771.91	3941.19	0.462	306	0.012	Vérifiée
Base	37616.05	4109.60	0.211	306	0.006	Vérifiée

➤ **Conclusion**

On constate que la structure étudiée est justifiée vis-à-vis de l'effet P-Δ.

III.5.3.10. Vérifications des Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le « C.B.A » et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{cj}} \leq 0.3 \quad \text{III.20}$$

N_d : Désigne l'effort normal de calcul exercée sur une section de béton.

B_c : L'aire de la section brute.

Les résultats trouvés récapitulé dans le tableau suivant:

Tableau III.25.Vérifications des Sollicitations normales modèle finale.

Poteaux	N _{dmax} (kN)	B _{pot} (m)	B _c (m ²)	f _{c28} (MPa)	v	Vérification	Observation
(40×40)	1136,79	0,40	0,160	25	0,28	0.3	Vérifiée

III.5.3.11. Justification des voiles sous charges verticales :

D'après l'art 3.4 du RPA 99 version 2003, il faut que :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

$$\frac{\sum F_{Z\text{voiles}}}{\sum F_{Z\text{portique}} + \sum F_{Z\text{voiles}}} \leq 20\% \text{ des charges verticales reprises par les voiles.} \quad \text{III.21}$$

Tableau III.26. Vérification de la portance vis-à-vis l'effort vertical.

Combinaison	Globale (KN)	Voiles (KN)	Pourcentages des voiles (%)
ELS	49215,60	23614,31	47.98

On remarque que le pourcentage P des charges verticales reprises par les voiles est supérieur à 20%, donc la condition dessus de l'art 3.4 du RPA 99 version 2003 n'est pas vérifiée.

Donc on est dans le cas « 2 » : un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, c'est-à-dire on prend $R=3,5$.

III.5.3.12. Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origines sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5 \quad \text{III.22}$$

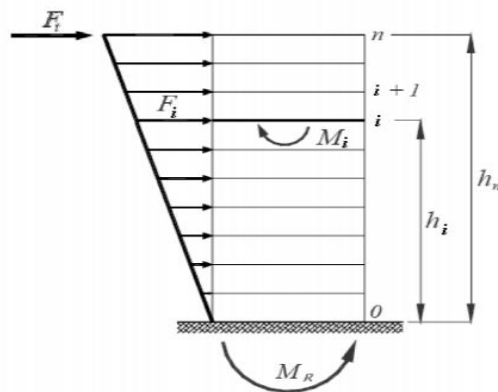


Figure. III.31. Schéma du renversement.

Sachant que :

W_i : Poids de chaque niveau.

$X_i; Y_i$: Coordonnées des centres de gravité de chaque niveau.

f_i : Force sismique pour chaque étage.

➤ **Moment résistant (de stabilité) :**

$$M_{S_x} = \sum_{i=1}^n M_i = \sum_{i=1}^n X_{xgi} W_i \quad \text{III.23}$$

$$M_{S_y} = \sum_{i=1}^n M_i = \sum_{i=1}^n X_{ygi} W_i \quad \text{III.24}$$

➤ **Moment de renversement :**

$$M_{r_x} = \sum_{i=1}^n M_{r_{ix}} = \sum_{i=1}^n h_{ix} f_{ix} \quad \text{III.25}$$

$$M_{r_y} = \sum_{i=1}^n M_{r_{iy}} = \sum_{i=1}^n h_{iy} f_{iy} \quad \text{III.26}$$

Tableau. III.27. Vérification du renversement.

Direction	ΣMs (Kn.m)	ΣMr (Kn.m)	$\Sigma Ms/\Sigma Mr$	Observation
Suivant X-X	617698,37	87655,01	7,04	Vérifiée
Suivant Y-Y	522678.31	87922,63	5.94	Vérifiée

III.6. Conclusion :

Les étapes de vérification suivie pour définir le modèle finale étaient de:

- ✓ Vérifié les pourcentages donné par le RPA99 version 2003 pour justifier le choix de coefficient de comportement.
- ✓ La condition de la période fondamentale de la structure obtenue à partir de la modélisation avec celle obtenue par la méthode modale spectrale appropriée par

30% est vérifiée. Déterminer les modes propres de telle sorte que 1er et 2ème translation, la 3ème torsion pour avoir plus de sécurité.

- ✓ la condition de l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ($0.8 \cdot V_{\text{stat}}$), avec l'implication de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent si inférieur est vérifiée.
- ✓ Vérifié les déplacements inter-étage qui a pour but rigidité latérale imposé par RPA99V2003.
- ✓ Vérifié l'effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment de 2ème ordre. Après que les vérifications sont faites, on adopte cette disposition des voiles concernant le contreventement de la structure.

Chapitre IV :

Ferraillage des éléments structuraux

Chapitre IV : Ferraillage des éléments structuraux.

IV.1.Introduction

Au niveau de ce chapitre nous allons présenter le dimensionnement des éléments structuraux de la variante retenue.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par le biais du logiciel **ETABS (version 17)** :

- ✓ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ✓ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.

Nous allons étudier le ferraillage des éléments structuraux, à l'aide du Logiciel **SOCOTEC**.

IV.2. Ferraillage des Poteaux

IV.2.1. Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations.

Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (**M, N**) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "**N**" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "**M**" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- ✓ Section entièrement tendue **SET**.
- ✓ Section entièrement comprimée **SEC**.
- ✓ Section partiellement comprimée **SPC**.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (**E.L.U**) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

a. Situation durable :

- **Béton** : $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPA}$
- **Acier** : $\gamma_s = 1.15$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s = 348 \text{ MPA}$

b. Situation accidentelle :

- **Béton** : $\gamma_b = 1.15$; $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$; $\sigma_{bc} = 18.48 \text{ MPA}$
- **Acier** : $\gamma_s = 1.00$; Nuance FeE400 ; $\sigma_s = 400 \text{ MPA}$

IV.2.2. Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

a. Selon BAEL 91 :

a.1. ELU : Situation durable

$$1.35G + 1.5Q$$

a.2. ELS : Situation durable

$$G + Q$$

b. Selon RPA 99 : Situation accidentelle

$$G + Q + E$$

$$0.8G \mp E$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- $N^{max}; M^{corr}$

2- $M^{max}; N^{corr}$

IV.2.3. Recommandations du RPA99 Version 2003 :

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique (II.b), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$0.9 \leq \frac{A_s}{b} \leq 4\% \quad \dots \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$0.9 \leq \frac{A_s}{b} \leq 6\% \quad \dots \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de **12mm**.
- La longueur minimale de **50Ø** en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm**.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'intérieur des zones nodales.

Remarque :

Pour le calcul des différentes sections de ferraillage, on a utilisé un logiciel de calcul (**SOCOTEC**), qui calcule selon les règles **BAEL** (section rectangulaire).

Les résultats des efforts et ferraillage des poteaux sont regroupés dans les tableaux suivants :

1. Situation durable :

- **Combinaison : 1.35G + 1.5Q**

a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau IV.1 : Ferraillages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollic	A'_s (cm^2)	$A_s^{min} (RPA)$ (cm^2)	$A_s^{min} (SOC)$ (cm^2)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm^2)
RDC→6 ^{ème}	40×40	-1589.18	6.1542	SEC	0	14.4	23.36	8T20	25.14

b. ($M2^{max}, N^{corr}$)

Tableau IV.2 : Ferraillages des poteaux situation durable ($N^{corr}, M2^{max}$)

Niveaux	Sections (cm^2)	N^{corr} (KN)	$M2^{max}$ (KN.m)	Sollic	A'_s (cm^2)	$A_s^{min} (RPA)$ (cm^2)	$A_s^{min} (SOC)$ (cm^2)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm^2)
RDC→6 ^{ème}	40×40	-199.51	-71.406	SEC	0	14.4	8.73	5T16	10.06

c. $(M3^{max}, N^{corr})$

Tableau IV.3 : Ferraillages des poteaux situation durable $(N^{corr}, M3^{max})$

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{corr} (KN)	$M3^{max}$ (KN.m)	Sollic	A'_s (cm ²)	$A_s^{min}(RPA)$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²) (SOC)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC→6 ^{ème}	40×40	-100.78	-42.804	SEC	0	14.4	4.93	3T16	6.03

2. Situation accidentelle :

- **Combinaison : $G + Q \mp E$**

a. (N^{max}, M^{corr})

Tableau IV.4 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N^{max}, M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollic	A'_s (cm ²)	$A_s^{min}(RPA)$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²) (SOC)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC→6 ^{ème}	40×40	-1249.47	-7.6376	SEC	0	14.4	16.18	6T20	18.86

b. $(M2^{max}, N^{corr})$

Tableau IV.5 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle $(M2^{max}, N^{corr})$

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{corr} (KN)	$M2^{max}$ (KN.m)	Sollic	A'_s (cm ²)	$A_s^{min}(RPA)$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²) (SOC)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC→6 ^{ème}	40×40	-158.491	-83.731	SEC	0	14.4	7.92	4T16	8.05

c. $(M3^{max}, N^{corr})$

Tableau IV.6 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle $(M3^{max}, N^{corr})$

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{corr} (KN)	$M3^{max}$ (KN.m)	Sollic	A'_s (cm ²)	$A_s^{min}(RPA)$ (cm ²)	A_s^{min} (cm ²) (SOC)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC→6 ^{ème}	40×40	-88.294	-52.544	SEC	0	14.4	4.79	3T16	6.03

IV.2.4. Choix des armatures

Quelque soit la combinaison, c'est le minimum exigée par le **RPA 99** qui prédomine

Tableau. IV.7 : Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	A_s^{max} (Z.C)(cm ²)	A_s^{max} (Z.R)(cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC→6 ^{ème}	40×40	0	23,36	64	96	8T20	25,14

IV.2.5. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser} , N_{ser}) (annexe, organigramme)., puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

➤ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

➤ **Acier :**

- Fissuration peu nuisible.....(Pas de vérification).
- Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}(\frac{2}{3}f_e ; 150\eta)$
- Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \text{Min}(\frac{1}{3}f_e ; 110\eta)$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc : $\sigma_s = 240 \text{ MPA}$

a. **N_{ser}^{max} ; M_{ser}^{cor} :****Tableau IV.8 :** Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	N_{ser} (kN)	M_{ser} (kN.m)	Sollic	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC→6 ^{ème}	40×40	-1086,29	7,35	SEC	98,6	240	6,7	15	OK

b. **M_{ser}^{max} ; N_{ser}^{cor} :****Tableau IV.9 :** Vérification des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	M_{ser} (kNm)	N_{ser} (kN)	Sollic	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
RDC→6 ^{ème}	40×40	7,875	-942,46	SEC	86,9	240	5,9	15	OK

IV.2.6. Vérification de l'effort tranchant

IV.2.6.1. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section du poteau.

d : Hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte $\bar{\tau}_u$ doit être limitée aux valeurs suivantes :

➤ **Selon le BAEL 91 modifié 99 :**

$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28} ; 5\text{Mpa}) \dots \dots \dots$ (Fissuration peu nuisible).

$\bar{\tau}_u = \min(0.10f_{c28} ; 4\text{Mpa}) \dots \dots \dots$ (Fissuration préjudiciable et très préjudiciable).

➤ **Selon le RPA 99 version 2003 :**

$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$

$\rho_d = 0.075 \dots \dots \dots$ si l'élancement $\lambda_g \geq 5$

$\rho_d = 0.040 \dots \dots \dots$ si l'élancement $\lambda_g < 5$

Avec :

λ : L'élancement du poteau

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	T_u (kN)	τ_u (MPa)	λ	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{BAEL}$ (MPa)	Vérification
RDC	40×40	30.87	0,22	5,35	0,075	1,875	3,75	OK
1 ^{er}	40×40	-38.30	-0.27	5.35	0,075	1,875	3,75	OK
2 ^{ème}	40×40	39.80	0.32	5.35	0,075	1,875	3,75	OK
3 ^{ème}	40×40	45.11	0.36	5.35	0,075	1,875	3,75	OK
4 ^{ème}	40×40	39.66	0.37	5.35	0,075	1,875	3,75	OK
5 ^{ème}	40×40	39.88	0.37	5.35	0,075	1,875	3,75	OK
6 ^{ème}	40×40	38.77	0.36	5.35	0,075	1,875	3,75	OK

IV.2.6.2. Ferraillage Transversal des Poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA99 version 2003** ; elles sont données comme suit :

➤ Selon BAEL91 modifié 99 :

$$\begin{cases} S_t \leq \text{Min}(0.9d ; 40 \text{ cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ Mpa}\right) \end{cases} \quad \text{IV.1}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$\varnothing_t$: Diamètre des armatures transversales.

$\varnothing_l$: Diamètre des armatures longitudinales.

➤ Selon le RPA99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e} \quad \text{IV.2}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho_a = 2.5 \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

✓ L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min(10\phi_l ; 15 \text{ cm}) \dots \text{Zone nodale (zone II.b).}$$

$$S_t \leq (15\phi_l) \dots \text{Zone courante (zone II.b).}$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

✓ La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

Pour les armatures transversales

$$f_e = 400 \text{ MPa (FeE40)}$$

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau IV.11 : Espacements maximaux selon RPA99.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	$\varnothing_l$ (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC→6 ^{ème}	40×40	8T20	20	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveau	Section	lf (m)	λ_g	ρ_a	Tu _{max} (KN)	Zone	St (cm)	At ^{cal} (cm ²)	At _{min} (cm ²)	choix	As _{ado} (cm ²)
RDC	40×40	2,14	5,35	2,5	30,87	N	10	0,48	1,2	4T8	2,01
						C	15	0,73	1,8	4T8	2,01
1 ^{er}	40×40	2,14	5,35	2,5	-38,3	N	10	-0,60	1,2	4T8	2,01
						C	15	-0,91	1,8	4T8	2,01
2 ^{ème}	40×40	2,14	5,35	2,5	39,80	N	10	0,71	1,2	4T8	2,01
						C	15	1,07	1,8	4T8	2,01
3 ^{ème}	40×40	2,14	5,35	2,5	45,11	N	10	0,81	1,2	4T8	2,01
						C	15	1,21	1,8	4T8	2,01
4 ^{ème}	40×40	2,14	5,35	2,5	39,66	N	10	0,83	1,2	4T8	2,01
						C	15	1,24	1,8	4T8	2,01
5 ^{ème}	40×40	2,14	5,35	2,5	39,88	N	10	0,84	1,2	4T8	2,01
						C	15	1,26	1,8	4T8	2,01
6 ^{ème}	40×40	2,14	5,35	2,5	38,77	N	10	0,81	1,2	4T8	2,01
						C	15	1,22	1,8	4T8	2,01

IV.2.7. Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de :

$L_r = 50\varnothing_l$ en zone II, est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau IV.13 : La longueur de recouvrement.

Les barres	T20
Le choix (cm)	100

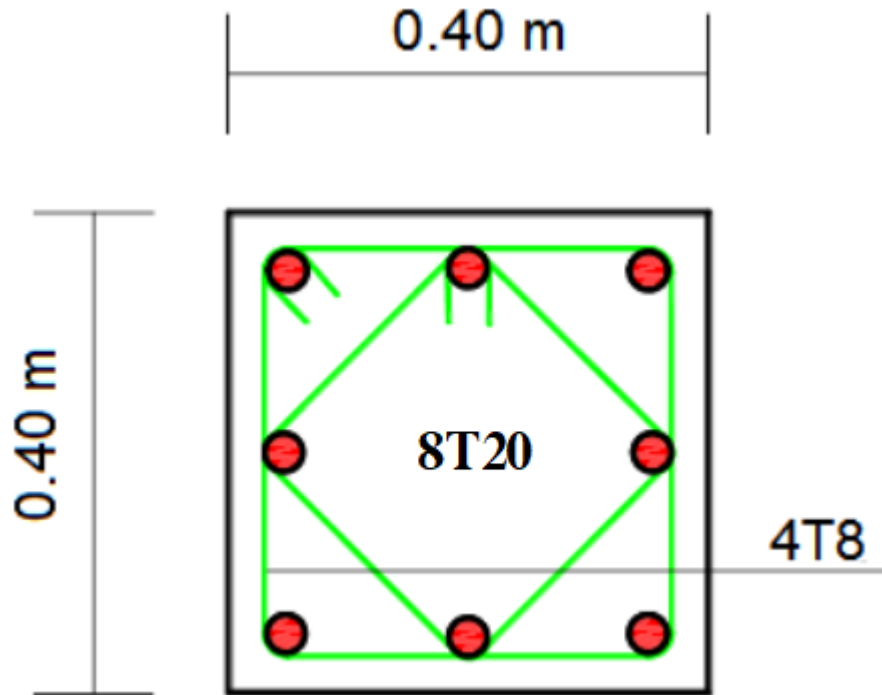


Figure IV.1. Schéma de ferraillage des poteaux.

IV.3. Ferraillage des poutres

IV.3.1. Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le ferraillage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable : $1.35G + 1.5Q$
- Situation accidentelle : $G + Q \mp E$

IV.3.2. Recommandation du RPA99 Version 2003

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - ✓ 4% en zone courante.
 - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de 50Ø en zone (II.b).

- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

IV.3.3. Calcul du ferraillage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- ✓ Sens porteur (poutre porteuse).
- ✓ Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

1- Sens porteur :

a. Situation durable : Combinaison : $1.35G + 1.5Q$

Tableau IV.14: Ferraillage des poutres porteuses (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M^{max} (KN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s^{min}(RPA)$ (cm ²)
RDC	30×45	Travée	-122,99	9,28	0	6.75
		Appui	76,10	5,51	0	6.75
1er	30×45	Travée	-122,99	9,28	0	6.75
		Appui	76,10	5,51	0	6.75
2ème	30×45	Travée	-122,99	9,28	0	6.75
		Appui	76,10	5,51	0	6.75
3ème	30×45	Travée	-122,99	9,28	0	6.75
		Appui	76,10	5,51	0	6.75
4ème	30×45	Travée	-122,99	9,28	0	6.75
		Appui	76,10	5,51	0	6.75
5ème	30×45	Travée	-122,99	9,28	0	6.75
		Appui	76,10	5,51	0	6.75
6ème	30×45	Travée	-122,99	9,28	0	6.75
		Appui	76,10	5,51	0	6.75

b. Situation accidentelle : Combinaison : $G + Q \mp E$

Tableau IV.15: Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M^{max} (KN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s^{min}(RPA)$ (cm ²)
RDC	30×45	Travée	-123,119	7,88	0	6.75
		Appui	58,34	3,59	0	6.75
1er	30×45	Travée	-123,119	7,88	0	6.75
		Appui	58,34	3,59	0	6.75
2ème	30×45	Travée	-123,119	7,88	0	6.75
		Appui	58,34	3,59	0	6.75
3ème	30×45	Travée	-123,119	7,88	0	6.75
		Appui	58,34	3,59	0	6.75
4ème	30×45	Travée	-123,119	7,88	0	6.75
		Appui	58,34	3,59	0	6.75
5ème	30×45	Travée	-123,119	7,88	0	6.75
		Appui	58,34	3,59	0	6.75
6ème	30×45	Travée	-123,119	7,88	0	6.75
		Appui	58,34	3,59	0	6.75

2- Sens non porteur :**a) Situation durable : Combinaison : 1.35G + 1.5Q****Tableau IV.16:** Ferraillage des poutres non porteuses (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M^{max} (KN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s^{min}(RPA)$ (cm ²)
RDC	30×40	Travée	-91,82	7,83	0	6
		Appui	57,50	4,72	0	6
1er	30×40	Travée	-91,82	7,83	0	6
		Appui	57,50	4,72	0	6
2ème	30×40	Travée	-91,82	7,83	0	6
		Appui	57,50	4,72	0	6
3ème	30×40	Travée	-91,82	7,83	0	6
		Appui	57,50	4,72	0	6
4ème	30×40	Travée	-91,82	7,83	0	6
		Appui	57,50	4,72	0	6
5ème	30×40	Travée	-91,82	7,83	0	6
		Appui	57,50	4,72	0	6
6ème	30×40	Travée	-91,82	7,83	0	6
		Appui	57,50	4,72	0	6

b) Situation accidentelle : Combinaison $G + Q \mp E$

Tableau IV.17: Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M^{max} (KN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s^{min}(RPA)$ (cm ²)
RDC	30×40	Travée	-101,53	7,41	0	6
		Appui	60,37	4,26	0	6
1er	30×40	Travée	-101,53	7,41	0	6
		Appui	60,37	4,26	0	6
2ème	30×40	Travée	-101,53	7,41	0	6
		Appui	60,37	4,26	0	6
3ème	30×40	Travée	-101,53	7,41	0	6
		Appui	60,37	4,26	0	6
4ème	30×40	Travée	-101,53	7,41	0	6
		Appui	60,37	4,26	0	6
5ème	30×40	Travée	-101,53	7,41	0	6
		Appui	60,37	4,26	0	6
6ème	30×40	Travée	-101,53	7,41	0	6
		Appui	60,37	4,26	0	6

Remarque :

D'après les résultats obtenus du calcul des sections d'armatures dans les poutres sous les combinaisons d'action considérées, soient les combinaisons " $1.35G + 1.5Q$ " et " $G + Q + E +$ ", on constate que le ferraillage maximum est obtenu par la combinaison " $1.35G + 1.5Q$ " en travée et " $G + Q + E$ " sur appuis.

IV.3.4. Choix des armatures

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

1- Sens porteur :

Le tableau V.21 montre le Choix des armatures pour les poutres porteuses :

Tableau IV.18 : Choix des armatures pour les poutres porteuses.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	$A_s^{\max}$ (ZN)(cm ²)	$A_s^{\max}$ (ZR)(cm ²)	$A_{sRPA}^{\min}$ (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	30×45	Travée	48	72	6	9,28	3T14+3T16	10.65
		Appui				5,51	5T12	5.66
1er	30×45	Travée	48	72	6	9,28	3T14+3T16	10.65
		Appui				5,51	5T12	5.66
2ème	30×45	Travée	48	72	6	9,28	3T14+3T16	10.65
		Appui				5,51	5T12	5.66
3ème	30×45	Travée	48	72	6	9,28	3T14+3T16	10.65
		Appui				5,51	5T12	5.66
4ème	30×45	Travée	48	72	6	9,28	3T14+3T16	10.65
		Appui				5,51	5T12	5.66
5ème	30×45	Travée	48	72	6	9,28	3T14+3T16	10.65
		Appui				5,51	5T12	5.66
6ème	30×45	Travée	48	72	6	9,28	3T14+3T16	10.65
		Appui				5,51	5T12	5.66

2- Sens non porteur :**Tableau IV.19 :** Choix des armatures pour les poutres secondaires.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	$A_s^{\max}$ (ZN)(cm ²)	$A_s^{\max}$ (ZR)(cm ²)	$A_{sRPA}^{\min}$ (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	30×40	Travée	42	63	5,25	7,83	4T16	8,05
		Appui				4,72	3T16	6,03
1er	30×40	Travée	42	63	5,25	7,83	4T16	8,05
		Appui				4,72	3T16	6,03
2ème	30×40	Travée	42	63	5,25	7,83	4T16	8,05
		Appui				4,72	3T16	6,03
3ème	30×40	Travée	42	63	5,25	7,83	4T16	8,05
		Appui				4,72	3T16	6,03
4ème	30×40	Travée	42	63	5,25	7,83	4T16	8,05
		Appui				4,72	3T16	6,03
5ème	30×40	Travée	42	63	5,25	7,83	4T16	8,05
		Appui				4,72	3T16	6,03
6ème	30×40	Travée	42	63	5,25	7,83	4T16	8,05
		Appui				4,72	3T16	6,03

IV.3.5. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad [1]$$

IV.3

Avec : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$; $f_e = 400 \text{ MPA}$

Tableau IV.20 : Vérification de la condition de non fragilité.

<i>Section (cm²)</i>	<i>A_{s(min)}^{choisi} (cm²)</i>	<i>A_s^{min} (cm²)</i>	<i>Vérification</i>
30×45	6.75	1.46	Vérifiée
30×40	6	1.3	Vérifiée

IV.3.6. Vérification de l'effort tranchant:

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{IV.4}$$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.10f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPA} \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

Tableau IV.21 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

<i>Niveaux</i>	<i>Position</i>	<i>T_u^{max} (KN)</i>	<i>τ_u (MPa)</i>	<i>τ̄ (MPa)</i>	<i>Vérification</i>
RDC→6^{ème}	PP	149,569	1,23	3,75	CV
	PNP	138,155	1,27	3,75	CV

b. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE40 ($f_e=400\text{MPa}$).

➤ Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0.9d ; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}K}{0.8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) \end{cases} \quad \text{IV.5}$$

➤ **Selon le RPA 99 version 2003 :**

$$\begin{cases} A_t = 0.003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases} \quad \text{IV.6}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.22 : Calcul des armatures transversales.

Sections	$T_u(\text{kN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	BAEL91	RPA99		S_t^{adp} (cm)		$A_t^{\max}$ (cm ²)	Choix
			$S_t(\text{cm})$	$S_t(\text{cm})\text{ZN}$	$S_t(\text{cm})\text{ZC}$	ZN	ZC		
30×45	122,9	1,14	32,4	10	20	10	20	1.8	4T8
30×40	90,44	0.96	28.3	8.75	17.5	10	20	1.8	4T8

IV.3.7. Vérification de la flèche :

➤ **Selon “BAEL 91 modifié 99” :**

- **Flèche totale :**

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad \text{IV.7}$$

Avec : **L=4.70m**

$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{f_i}} \\ f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{f_v}} \\ \bar{f} = \frac{l}{500} \end{cases} \quad \text{IV.8}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b}{3} y^3 + \frac{b_0}{3} (h - y)^3 - \frac{b - b_0}{3} (y - h_0)^3 + n A_s (d - y)^2 \quad \text{IV.9}$$

$$y = \frac{b h_0 \frac{1}{2} + (h - h_0) b_0 \left[\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right] + 15 A_s d}{b h_0 + (h - h_0) b_0 + 15 A_s} \quad \text{IV.10}$$

Moment d'inertie fictive :

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad , \quad I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} \quad \text{IV.11}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \quad , \quad \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \quad \text{IV.12}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} ; \quad \mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

$$E_i = 32164,20 \text{ MPa} ; \quad E_v = 10818,87 \text{ MPa}$$

➤ **Selon "BAEL 91 modifié 99" :**

$$\text{Il faut vérifiée } \Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{470}{500} = 0.94$$

IV.3.7.1 Vérification de la flèche des poutres porteuses :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.23: Vérification de la flèche pour les poutres porteuses.

	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	Y1	ρ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
PP	45,92	7,7	21,4	0,007	165,66	2,95	1,18	0,461	137764,28	64231,29	89241,82
PNP	24,06	6,03	18,6	0,01	126,70	3,29	1,32	0,311	93454,385	50802,11	66307,27

Tableau IV.24 : Vérification de la flèche.

Section	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	$\bar{f}$ (mm)	Observation
30×45	10,51	4,91	5,60	9,4	Vérifie
30×40	4,6	2,0	2,58	7,4	Vérifie

IV.3.8. Recouvrement des armatures longitudinales:

La longueur minimale de recouvrement est de :

$L_r=50\varnothing l$ en zone II, est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau IV.25. La longueur de recouvrement.

Les barres	T12	T14	T16
Le choix (mm)	600	700	800

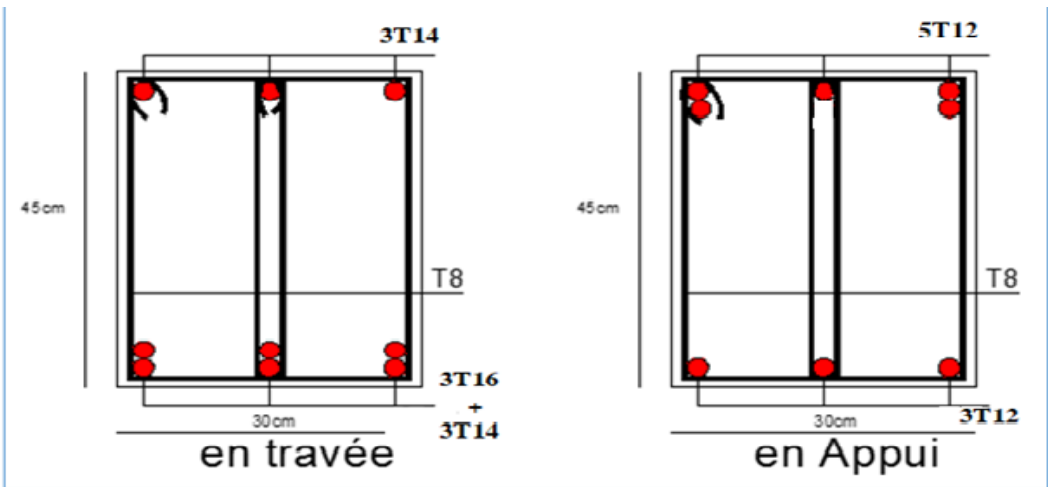


Figure. IV.2 : Ferraillage des poutres porteuses : RDC→6^{ème}

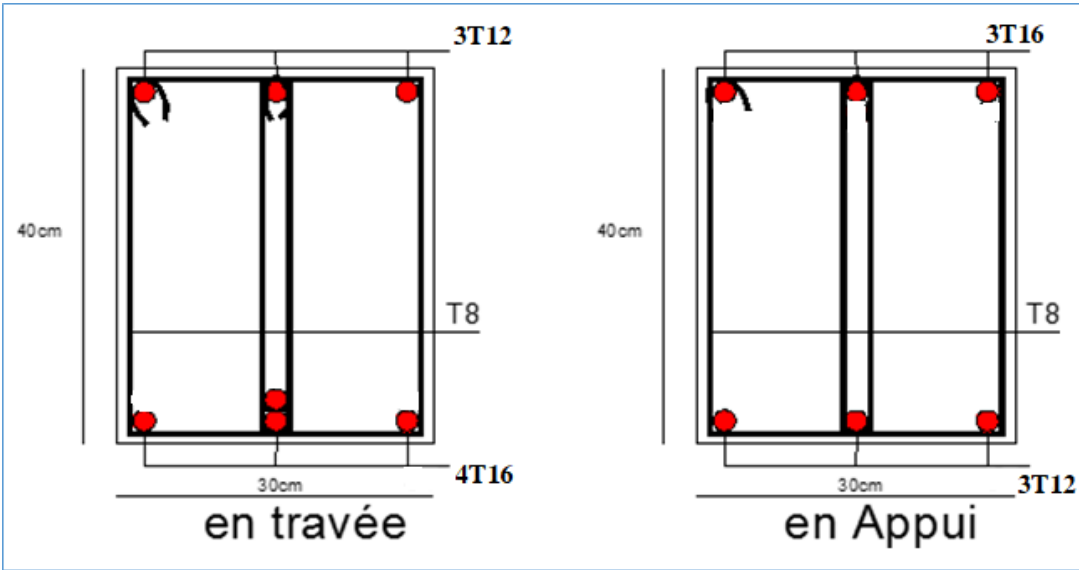


Figure. IV.3 : Ferraillage des poutres non porteuses : RDC→6^{ème}

IV.4 Ferraillage des voiles :

IV.4.1. Introduction :

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferraillage se fait selon les recommandations du règlement RPA2003.

❖ Les armatures verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effet de tractions doit être pris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%

❖ Les armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur égale à 10ϕ .

❖ L'espacement :

L'espacement des barres verticales et horizontales est donné par formule suivante :

$$S_t \leq \min(1,5a ; 30cm) \quad \text{IV.13}$$

Avec :

a : épaisseur du voile.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4épingles au mètre carré, le diamètre des barres ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

IV.4.2. Méthode de ferraillage des voiles :

On calcul les contraintes max et min par la formule de **NAVIER**

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \quad \text{IV.14}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué

A : section transversale du voile.

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

Pour le calcul du ferraillage en à 3 cas :

1^{ere}cas :

- ❖ Si $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$ la section du voile est entièrement comprimé, la zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 2003 ($A_{min} = 0.2\%. a. L$)

2^{eme}cas :

- ❖ Si $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée) on calcule le volume des contraintes de traction F_t
- ❖ La section des armatures verticales

$$A_v = \frac{F_t}{f_e} \quad \text{IV.15}$$

On compare A_v avec la section minimale exigée par RPA 2003 :

- ✓ Si $A_v \leq A_{min} = 0.2\%. a. L$...on ferraillera avec la section minimale.
- ✓ Si $A_v > A_{min} = 0.2\%. a. L$...on ferraillera avec A_v .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimaux est suivant :

$$A_h = 0.15\%. a. 100 (1m) \quad \text{IV.16}$$

3^{eme}cas :

- Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

▪ **Armature horizontale :**

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après (RPA 2003 articles 7.7.2)

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5MPa$$

Avec : $\bar{T} = 1,4T$

T : effort tranchant dû au séisme.

a : épaisseur du voile.

$d = 0.9h$ h: hauteur total de la section.

$\bar{\tau}_b$: Contraintes admissible du béton.

Le pourcentage minimal total des armatures données par **RPA 2003** :

$$\tau_b \leq 0.025f_{c28} = 0,625MPa \rightarrow A = 0,15\% \times a \times 1m \quad \text{IV.17}$$

$$\tau_b > 0.025f_{c28} = 0,625MPa \rightarrow A = 0,25\% \times a \times 1m \quad \text{IV.18}$$

▪ **L'espacement** : d'après le RPA 2003 $S \leq (1,5a ; 30cm)$

-Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ → les barres situées dans la zone où le renversement des efforts sont possibles.
- 20ϕ → les barres situées dans la zone comprimées sous l'action des charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{IV.19}$$

Avec : $\bar{V} = 1.4V$

V : L'effort tranchant dans la section considérée.

X : Longueur de la zone tendue.

L : Longueur du voile.

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

▪ **Armatures transversales** :

Les armatures transversales perpendiculaire au face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

IV.4.3. Ferraillage des voiles sous : $(0,8G \pm E)$

IV.4.3.1. Premier type : voile en L

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec: $A = 0.48m^2$

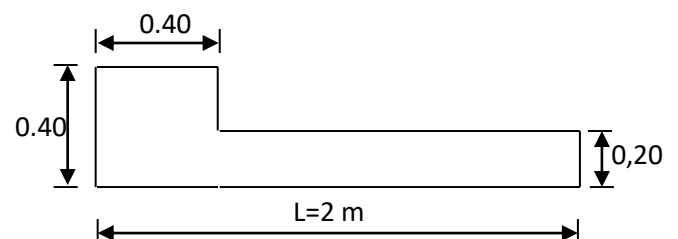


Figure IV.4. Vue en plan du voile plein en L .

$$V = 0.96\text{m}$$

$$V' = 1.24\text{m}$$

$$I = 0.2334\text{m}^4$$

$$N = F_z = 1315.32\text{KN} \quad M = 1521.68\text{KN.m}$$

$$T = 188.66\text{KN}$$

1^{er} sens

❖ Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \left[\frac{1315.32}{0.48} + \frac{1521.68 \times 1.24}{0.2334} \right] \times 10^{-3} = 10.82\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1315.32}{0.48} - \frac{1521.68 \times 0.96}{0.2334} \right] \times 10^{-3} = -3.51\text{MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent

Donc : la section est partiellement comprimée.

❖ Vérification de la contrainte de compression sous : $(G + Q \pm E)$

$$N = 1527.30 \text{ KN}$$

$$M = 1200.821\text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \left[\frac{1527.30}{0.48} + \frac{1200.821 \times 1.24}{0.2334} \right] \times 10^{-3} = 9.56\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1527.30}{0.48} - \frac{1200.821 \times 0.96}{0.2334} \right] \times 10^{-3} = -1.76\text{MPa}$$

$$\sigma_1 = 9.56\text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_2 = 1.76\text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Longueur de la zone tendue :

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \times L = \frac{3.51}{10.82 + 3.51} \times 2$$

$$X = 0.49\text{m}$$

$$Y = L - X = 2 - 0.49 = 1.51\text{m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

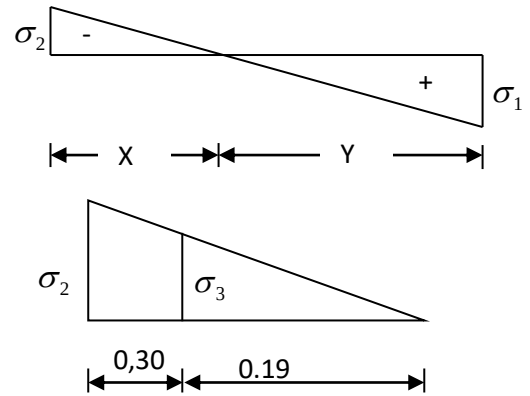


Figure IV.5. la longueur de la zone tendue

❖ **Calcul de la contrainte σ_3 :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-3,51 \times (0.49 - 0.30)}{0.49} = -1.36\text{MPa}$$

❖ **Détermination des armatures verticales :**

✓ **Tronçon AB :**

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{3.51 + 1.36}{2} \right) 0.4 \times 0.4 \times 10^3 = 389.60 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{389.60 \times 10}{400} = 9.74 \text{ cm}^2$$

✓ **Tronçon BC :**

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X - b) \cdot a = \frac{1}{2} \times 1.36 \times (0.49 - 0.3) \times 0.20 \times 10^3 = 25.84 \text{ KN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{25.84 \times 10}{400} = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 9.74 + 0.64$$

$$A_t = 10.38 \text{ cm}^2$$

Calcul de A_{vj} : On a :

$$A_{Vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1.1 \times \frac{1.4V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{Vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 188.66 \times 10}{400} \times \frac{0.49}{2} = 1.77 \text{ cm}^2$$

❖ **Section total d'armature :**

$$A_{1TOTALE} = A_t + A_{Vj} = 10.38 + 1.77 = 12.15 \text{ cm}^2$$

2^{ème} sens

❖ Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \left[\frac{1315.32}{0.48} + \frac{1521.68 \times 0.96}{0.2334} \right] \times 10^{-3} = 8,9 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1315.32}{0.48} - \frac{1521.68 \times 1.24}{0.2334} \right] \times 10^{-3} = -5,34 \text{ MPA}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent → donc la section est partiellement comprimée.

❖ Vérification de la contrainte de compression sous : $(G + Q \pm E)$

$$N = 1527.30 \text{ KN}$$

$$M = 1200.821 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \left[\frac{1527.30}{0.48} + \frac{1200.821 \times 0.96}{0.2334} \right] \times 10^{-3} = 8,12 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1527.30}{0.48} - \frac{1200.821 \times 1.24}{0.2334} \right] \times 10^{-3} = -3,20 \text{ MPA}$$

$$\sigma_1 = 8,12 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_2 = 3,20 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

❖ Longueur de la zone tendue :

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \times L = \frac{5.34}{8.9 + 5.34} \times 2$$

$$X = 0.75 \text{ m}$$

$$Y = L - X = 2 - 0.75 = 1.25 \text{ m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

❖ **Détermination des armatures verticales :**✓ **Tronçon BC :**

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_2 \cdot X \cdot a = \frac{1}{2} \times 5,34 \times 0,75 \times 0,20 \times 10^3 = 400,5 \text{ KN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{400,5 \times 10}{400} = 10,01 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{V1}$$

$$A_t = 10,01 \text{ cm}^2$$

Calcul de A_{Vj} : On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \times \frac{1,4V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 188,66 \times 10}{400} \times \frac{0,75}{2} = 2,72 \text{ cm}^2$$

❖ **Section total d'armature :**

$$A_{2TOTALE} = A_t + A_{Vj} = 10,01 + 2,72 = 12,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{TOTALE} = A_{1TOTALE} + A_{2TOTALE} = 12,15 + 12,73 = 24,88 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003 :

$$A_{TOTALE} = 24,88 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot Xtendu = 0,2\% \times 0,20 \times 0,75 \times 10^4 = 3 \text{ cm}^2 (CV)$$

❖ **Détermination des armatures horizontales :**➤ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 188,66 \times 10}{20 \times 0,9 \times 200} = 0,73 \text{ MPA}$$

$$\tau_b = 0,73 \text{ MPA} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003 article 7.7.3.3:**

$$\tau_b = 0,73 \text{ MPA} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPA}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

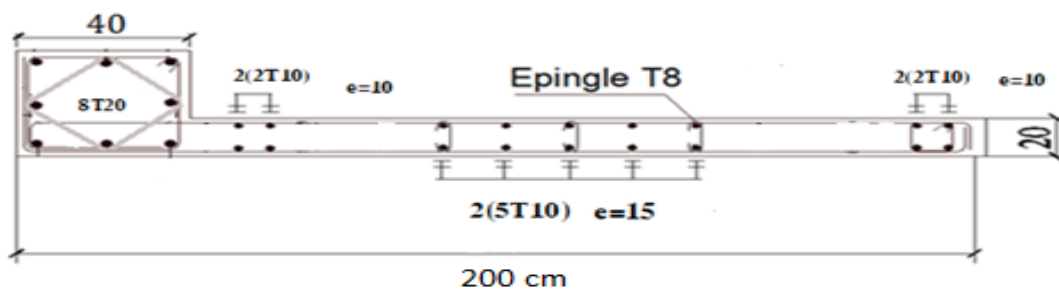


Figure IV.6. Schéma de ferraillage de voile en L.

IV.4.4. Caractéristiques et ferraillage des voiles

IV.4.4.1. Caractéristiques et efforts

Tableau IV.26. Caractéristique des voiles du sens xx et calcul des contraintes.

Voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(kN.m)	N(kN)	T(kN)
Vx1	2	0.48	0.2334	0.96	1.24	1521.68	1315.3	188.66

IV.4.4.2. Ferraillage

Tableau IV.27. Effort et sections d'armature dans les voiles.

	σ_1	σ_2	σ_3	X	Y	F_1	F_2	F_e	AV_1	AV_2	AV_j
Vx1	10.82	-3.51	-1.36	0.49	1.51	389.60	25.84	400	9.74	0.64	1.77
	8.90	-5.34		0.75	1.25	400.50	-	400	10.01	-	2.72

Tableau IV.28. Choix d'armature des voiles.

			Choix d'armature			
voile	A_T (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Zone poteaux	Zone voile		Zone courante
				Zone voile	Extrémité	
Vx1	24.88	3	8T20	2(2T10)	2(2T10)	2(5T10)

IV.4.5. Vérification de La contrainte de cisaillement

Tableau IV.29. Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles.

Voile	L(m)	e(m)	T(kN)	τ_b (Mpa)	$\overline{\tau_b}$ (Mpa)	Obs.
Vx1	2	0.2	188.66	0.73	5	CV

Chapitre V :

Analyse non linéaire par la méthode de
Pushover

V.1 Introduction

Dans ce chapitre nous allons étudier notre structure par la méthode de l'analyse non linéaire « Pushover » pour déterminer le spectre de capacité afin d'évaluer la performance sismique de notre bâtiment. L'étude se fait en utilisant le logiciel **SAP2000.V20**. Pour faire l'analyse Pushover on doit poursuivre les étapes suivantes :

Etape 1 : Modélisation de la structure et faire l'analyse modale.

Etape 2 : Définition du chargement de l'analyse statique non linéaire (Pushover).

Etape 3 : Définition du comportement non linéaire des éléments.

Etape 4 : Analyse statique non linéaire et extraction les résultats.

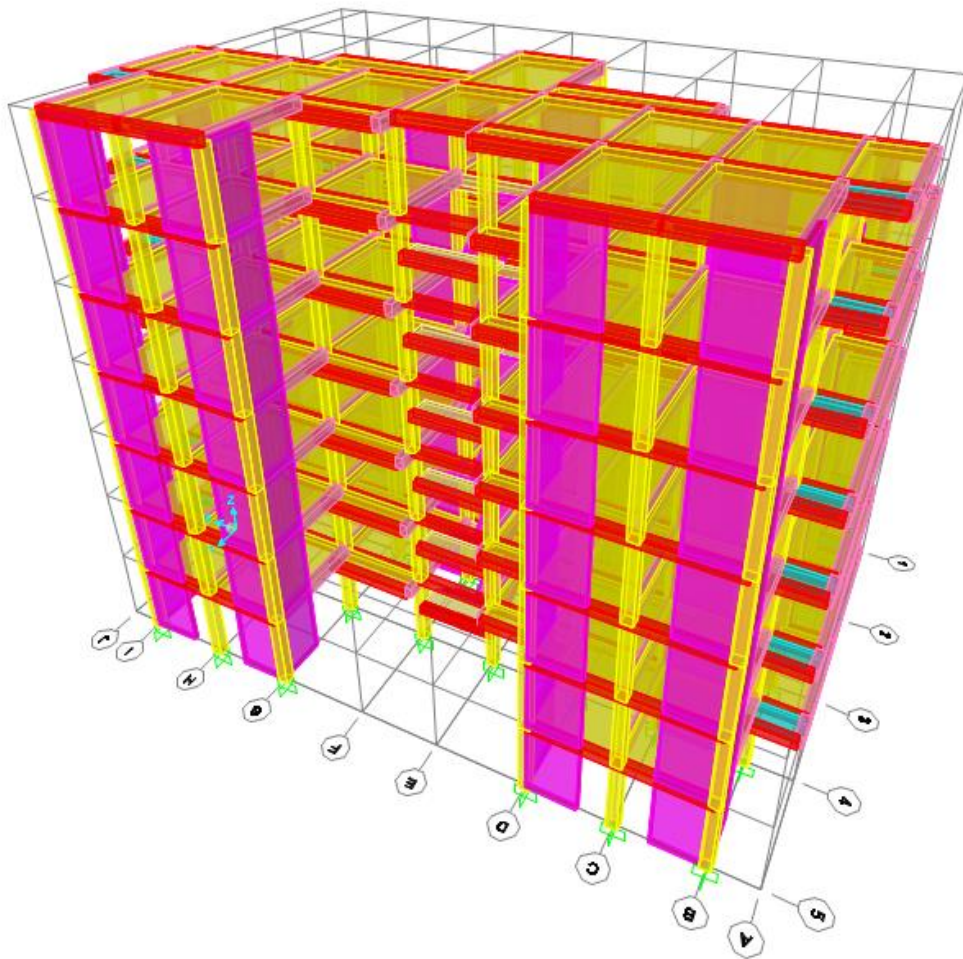


Figure V.1. Vue en 3D de notre structure (SAP 2000 V20).

V.2 Modélisation de la structure

Nous résumons par la suite les étapes nécessaires pour notre modélisation, tout d'abord nous introduisons les données nécessaires :

❖ Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés

Define ⇒ Materials ⇒ Add New Material

Tableau V.1. Définition des propriétés mécaniques des matériaux.

Caractéristique de matériau	Valeur
Poids volumique du béton	25 KN/m ³
Masse volumique du béton	2.5 t/m ³
Module de Young	32164295 KN/m ²
Contrainte max du béton à la compression	25000 KN/m ²

❖ Définition des sections « Poteaux et poutres et voiles »

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments linéaires de type "Frame" en passant par le chemin suivant :

Define ⇒ Section properties ⇒ Frame sections ⇒ Add New Properties

Tandis que les dalles et les voiles, ils sont modélisés par des éléments de type Shell en suivant le chemin suivant :

Define ⇒ section properties ⇒ area section ⇒ shell.

❖ Définition du chargement statique de la structure

Define ⇒ Load Patterns: G = 1(dead) et Q = 0(Live)

❖ Données dynamiques

Concernant l'action sismique elle est introduite sous forme de spectre de réponse généré par des applications comme **RPA99 V2003**, Les données dynamiques nécessaires pour le calcul sont résumées dans le tableau :

Tableau V.2. Définition des données dynamiques nécessaires.

Coefficient de comportement	Zone	Amortissement	Facteur de qualité	Groupe d'usage	Site
R=3,5	II.b	$\xi = 10\%$	Q=1.25	2	S3 (meuble)

❖ **Combinaison**

Afin de définir les différentes combinaisons nous empruntons le chemin suivant :

Define ⇒ Load Combinations.

Le tableau suivant résume les différentes combinaisons considérées :

Tableau V.3. Définition des différentes combinaisons considérées.

Type de combinaison	Equation	
Fondamentale	ELU	$1.35G + 1.5Q$
	ELS	$G + Q$
Accidentelle	$0.8G \mp E$	
	$G + Q \mp E$	

❖ **Diaphragme**

Le plancher est considéré comme étant un diaphragme rigide. Pour le définir, il faut passer par :

Assign ⇒ Joint Constraints ⇒ Add New Constraints.

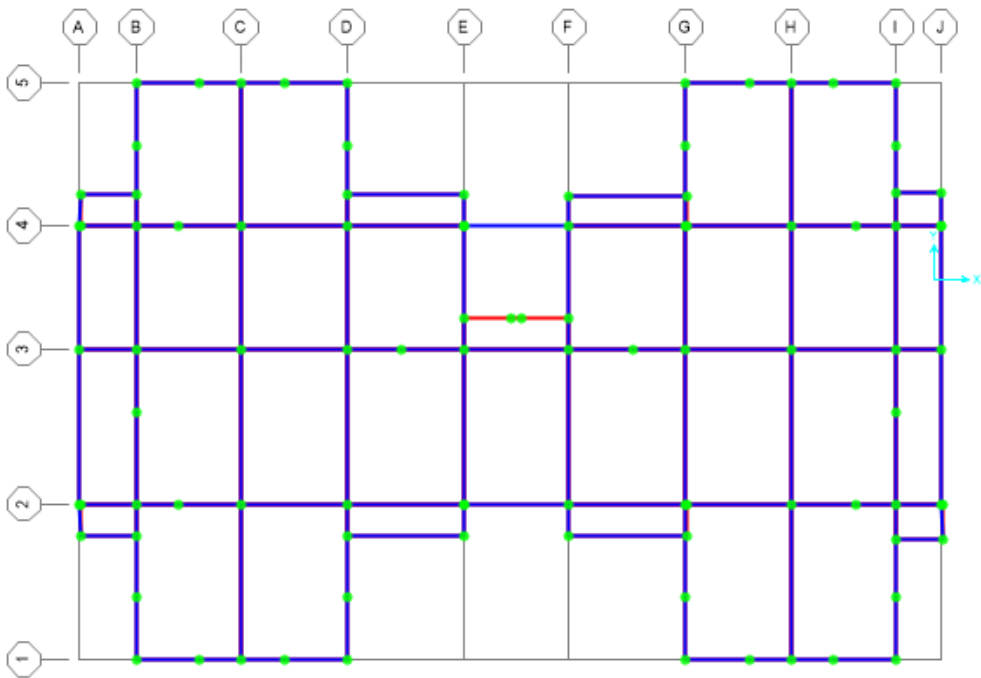


Figure V.2. Définition de diaphragme.

❖ **Condition aux limites**

Les appuis sont des encastrements, il faut définir donc on passe par :

Sélection la base $\Rightarrow$ Assign $\Rightarrow$ Restraint $\Rightarrow$ Appuis Double

❖ **Définition de la masse source $G + 0,2 Q$**

Define $\Rightarrow$ Mass source $\Rightarrow$ Add New Mass Source.

❖ **Application des charges**

Application des charges statiques (G et Q) calculées au chapitre II sur les éléments de la structure :

- Chargement des poutres : **Assign $\Rightarrow$ Frame Loads $\Rightarrow$ Distributed.**

- Chargement des planchers : **Assign $\Rightarrow$ Area Loads $\Rightarrow$ Uniform.**

❖ **Analyse spectrale**

Le spectre de réponse de calcul est introduit en termes de périodes :

Define $\Rightarrow$ Functions $\Rightarrow$ Response Spectrum $\Rightarrow$ Add New Function

❖ **Exécution de l'analyse**

Analyze $\Rightarrow$ Run Analysis.

Tableau V.4. Mode propre de la structure.

Mode	Period(s)	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0.552	0	71.90	0	71.90	0
2	0.417	67.73	0	67.73	71.90	0.03
3	0.381	0.014	0.002	67.74	71.90	67.78
4	0.147	0.234	2.48	67.97	74.38	0.37
5	0.116	9.61	9.68	77.58	84.06	0.07
6	0.07	12.79	6.35	90.37	90.41	0
7	0.051	0	0.04	90.37	90.45	23.47
8	0.037	2.54	1.87	92.91	92.32	0.06

V.3. Résultat de l'analyse modale

Les modes 1 et 2 sont des **translations pures** suivant les directions principales de la structure, ce qui ne donne aucune torsion dans les modes prépondérants.

V.4. Définition du chargement de l'analyse push over

L'analyse Pushover consiste à appliquer à la structure une analyse sous un chargement "B" soit menée en tenant compte des résultats finaux d'une analyse sous un chargement "A" définie précédemment, cette option est généralement utilisée pour que l'analyse push over sous charges horizontales tiennent compte des résultats de l'analyse sous charges gravitaires.

V.4.1 Définition de l'analyse sous charges gravitaires

Pour cela on clique sur: **Define** $\Rightarrow$ **load cases** $\Rightarrow$ **Add new cases**.

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: GNL Set Def Name Modify/Show...

Initial Conditions: ☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State ☐ Continue from State at End of Nonlinear Case Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G	1
Load Pattern	G	1

Add Modify Delete

Other Parameters

Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

Load Case Type: Static Design...

Analysis Type: ☐ Linear ☒ Nonlinear ☐ Nonlinear Staged Construction

Geometric Nonlinearity Parameters: ☒ None ☐ P-Delta ☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: GBQ

OK Cancel

Figure V.3. Définition des charges gravitaires.

V.4.2 Définition de l'analyse Pushover sous charges horizontales

A présent que l'analyse sous charges gravitaires est définie, la prochaine étape consiste à Définir l'analyse push over sous charges horizontales. La distribution des charges horizontales est un des aspects les plus critiques de la méthode Pushover, car elle est basée sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant toute la durée de l'excitation sismique.

Il est évident que cette hypothèse peut être parfois insuffisante, notamment après plastification de la structure et redistribution des efforts.

Pour obtenir la courbe Pushover (de capacité) on charge la structure latéralement avec :

1- Chargement modal

On considère que les déplacements sont proportionnels au vecteur propre du premier mode (déformée du premier mode), donc considérer les valeurs propres du premier mode.

2- Chargement uniforme (rectangulaire)

Dans ce cas on injecte directement les masses comme forces latérales. Faire le travail pour le sens XX puis pour le sens YY.

❖ Vérifier T1 avec quel sens et de même pour T2.

Dans notre cas on utilise le chargement modal qui s'agit d'une distribution triangulaire donc on commence par :

Define ⇒ load cases ⇒ Add new cases.

✖ Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name

Set Def Name

Notes

Modify/Show...

Load Case Type

Static Design...

Initial Conditions

☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

☒ Continue from State at End of Nonlinear Case GNL

Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type

☐ Linear

☒ Nonlinear

☐ Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case

All Modal Loads Applied Use Modes from Case MODAL

Geometric Nonlinearity Parameters

☒ None

☐ P-Delta

☐ P-Delta plus Large Displacements

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	-1.
Accel	UX	-1.

Add

Modify

Delete

Mass Source

Previous

Other Parameters

Load Application Displ Control Modify/Show...

Results Saved Multiple States Modify/Show...

Nonlinear Parameters Default Modify/Show...

OK

Cancel

Figure V.4. Définition des charges horizontales.

Define ⇒ load cases ⇒ Add new cases ⇒ Load application ⇒ Modify/Show.

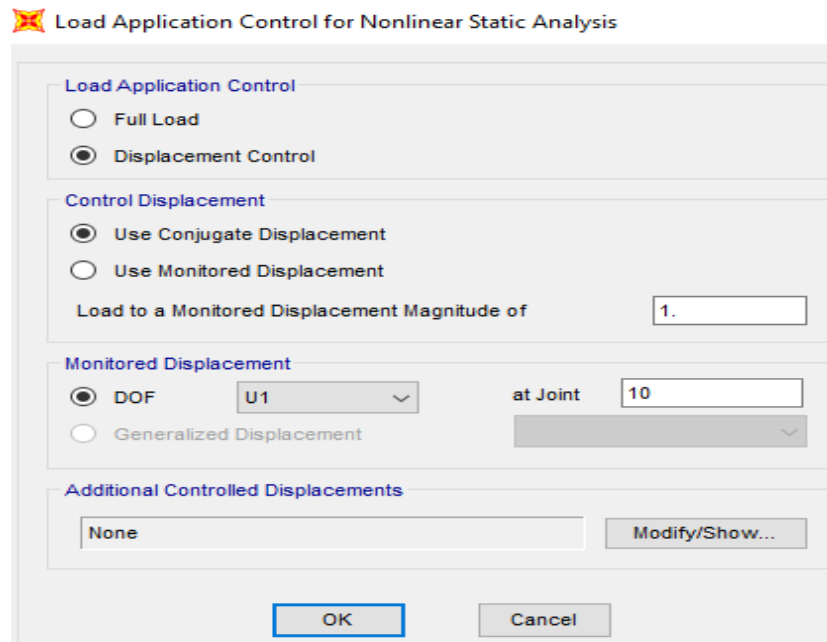


Figure V.5. Contrôle de l'application de charge pour l'analyse statique non linéaire

L'analyse est effectuée en mode "Déplacement contrôlé", le nœud de contrôle est défini dans les cases « **load application** » le déplacement est définie par défaut par le logiciel en fonction de la hauteur de l'ouvrage.

Define ⇒ load cases ⇒ Add new cases ⇒ Results Saved ⇒ Modify/Show.

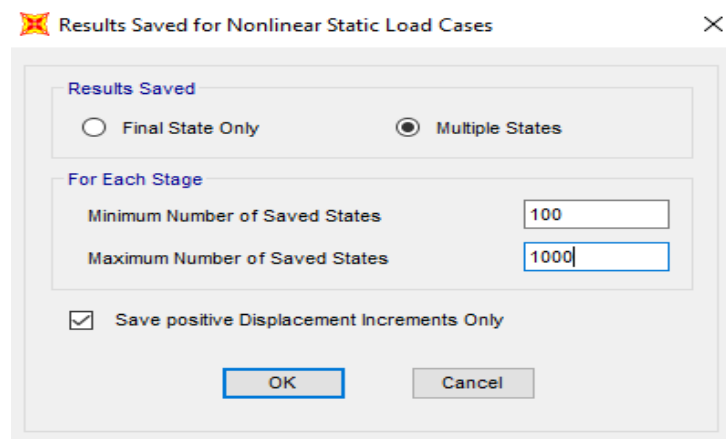


Figure V.6. Résultats d'entrée pour les cas des charges statiques non linéaires.

V.5 Les rotules plastiques « Plastic Hinges »

Les rotules sont des points sur une structure où l'on s'attend à ce que la fissuration et l'élasticité se produisent relativement l'intensité, de sorte qu'ils présentent un fort déplacement en flexion (ou cisaillement), à l'approche de sa résistance ultime sous chargement cyclique. Ce sont des endroits où l'on s'attend à voir des fissures croisées en diagonale dans un bâtiment réel.

La structure après un chaos sismique, et ils se trouvent être à chaque extrémité des poutres et des poteaux, des fissures se trouvant à une faible distance de l'articulation - c'est là que l'on s'attend à insérer rotule dans les poutres et les poteaux du modèle d'analyse informatique correspondant. Les rotules ont de différents types nommément à flexion « PMM », à cisaillement « V » et axiales « P ». Les deux premiers sont insérés dans les extrémités des poutres et des poteaux. Fondamentalement, les rotules plastiques représentent la relation localisée force-déplacement d'un élément par son élasticité et phases inélastiques sous charges sismiques.

V.5.1 Définition du comportement non linéaire des poutres et poteaux

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques "Plastic Hinges" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier.

Des rotules de type moment (M2 et M3), effort normal (P), cisaillement (V) Torsion (T), Peuvent être définies le long des éléments linéaires, par ailleurs le logiciel offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte le couplage effort normal-moment (PMM).

Pour nos modèles de calculs, nous allons introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportements définies par défaut par le logiciel comme suit :

❖ Poutres :

Rotules de types moment et cisaillement (M3, V2) sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres comme suit :

- Sélection des poutres avec deux extrémités fixées par des nœuds rigides :

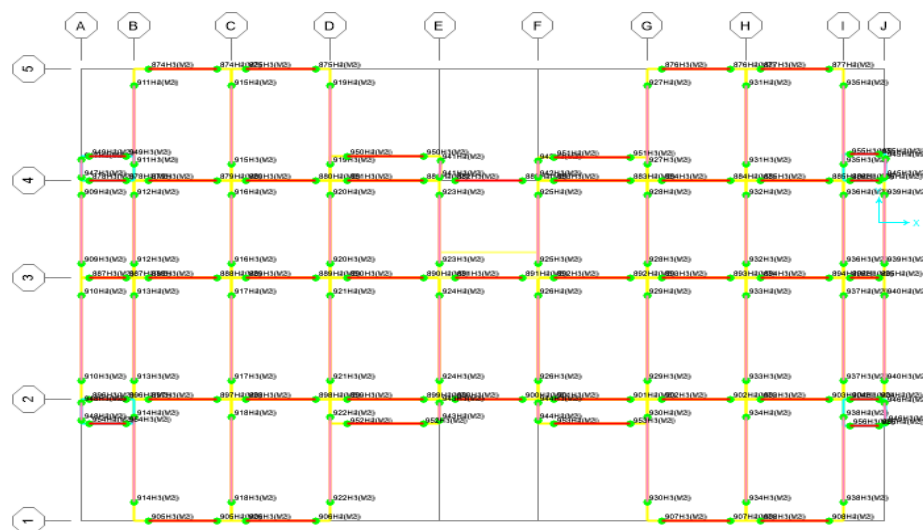


Figure V.7 : Introduction des rotules plastique dans les poutres.

 Assign Frame Hinges

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
M3	1
V2	0
V2	1
M3	0
M3	1

Buttons: Add Hinge..., Modify/Show Auto Hinge..., Delete Hinge

Current Hinge Information
Type: User Defined
DOF: Moment M3

Options

☐ Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns
☒ Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects
 Number of Selected Frame Objects: 560
 Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 2240
 All 2240 existing hinge assignments will be removed when the above hinge assignment is applied

Fill Form with Hinges on Selected Frame Object

Buttons: OK, Close, Apply

Figure V.8 : Déclaration des rotules plastique dans les poutres.

Pour chaque de type de rotule choisie ‘‘Hinge Property’’, on introduit dans la case ‘‘Relative Distance’’ les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poutres (Nœuds) dans les deux sens. Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel sont extraites des règlements américains **ATC40 et FEMA 440**.

❖ Poteaux:

Rotules de types cisaillement (**V2, V3, PMM**) sont introduites aux niveaux des zones nodales des poteaux comme suit:

- Sélection les poteaux : Pour ce qui est des poteaux, on introduit des rotules de types ‘‘ V2, V3, PMM’’ qui tiennent compte de l’interaction (effort normal-moment).

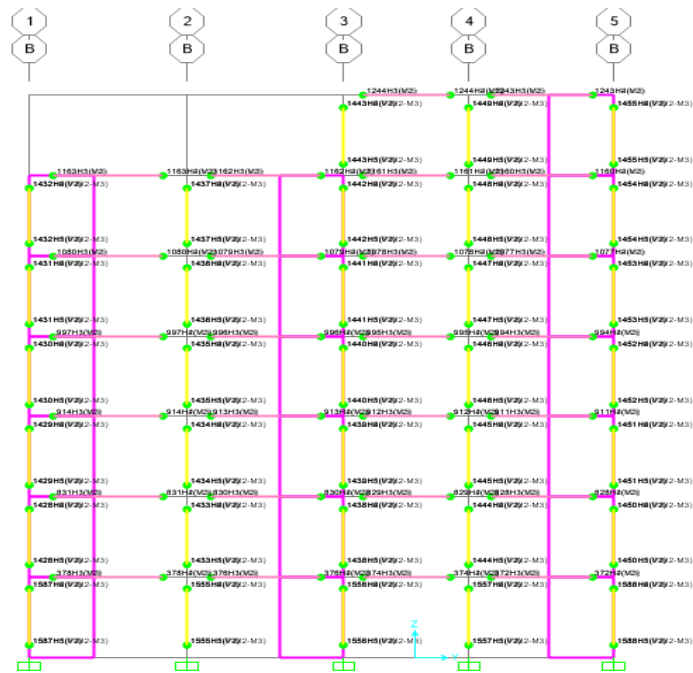


Figure V.9 : Introduction des rotules plastique dans les poteaux.

Pour ce qui est des poteaux, on introduit des rotules de types “ V2, V3, PMM ” qui tiennent compte de l’interaction (effort normal-moment).

Assign ⇒ Frame ⇒ Non Linear Hinges

 Assign Frame Hinges

Frame Hinge Assignment Data

Hinge Property	Relative Distance
P-M2-M3	1
V2	0
V2	1
V3	0
V3	1
P-M2-M3	0
P-M2-M3	1

Add Hinge...

Modify/Show Auto Hinge...

Delete Hinge

Current Hinge Information
 Type: User Defined
 DOF: Parametric Concrete P-M2-M3

Options

☐ Add Specified Hinge Assigns to Existing Hinge Assigns

☒ Replace Existing Hinge Assigns with Specified Hinge Assigns

Existing Hinge Assignments on Currently Selected Frame Objects
 Number of Selected Frame Objects: 240
 Total Number of Hinges on All Selected Frame Objects: 960
 All 960 existing hinge assignments will be removed when the above hinge assignment is applied

Fill Form with Hinges on Selected Frame Object

OK **Close** **Apply**

Figure V.10 : Déclaration des rotules plastique dans les poteaux.

Pour chaque de type de rotule choisie "Hinge Property", on introduit dans la case "Relative Distance" les valeurs des rapports (0) et (1) qui correspondent aux extrémités des poteaux.

Le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force-déformation.

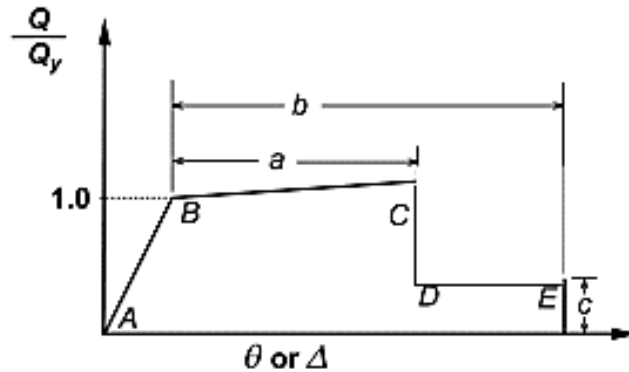


Figure V.11 : Loi de comportement utilisée par le logiciel SAP.

- ✓ Le segment **A-B** : représente la phase élastique de la section
- ✓ Le point **C** : correspond à la capacité ultime et marque le début la phase de dégradation de la section (chute de résistance).
- ✓ Le segment **C-D** : Des contraintes résiduelles permettent à la section de résister aux charges gravitaires jusqu'à atteindre la déformation ultime
- ✓ Le Point **E** : correspondant à la ruine de la section.

Les valeurs des points (**a**, **b**, **c**) des différents types de rotules dépendent de plusieurs paramètres (effort normal, caractéristiques du béton, type d'élément, dimensions... etc).

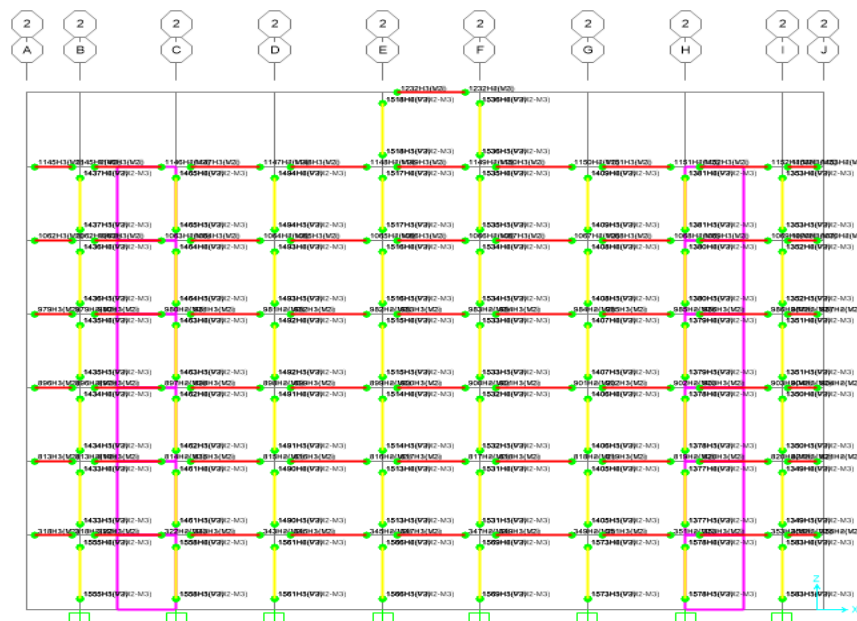


Figure V.12 : Loi de comportement des éléments de la structure.

V.6. Lancement de l’analyse

Après avoir créé le chargement horizontal, on lance l’analyse :

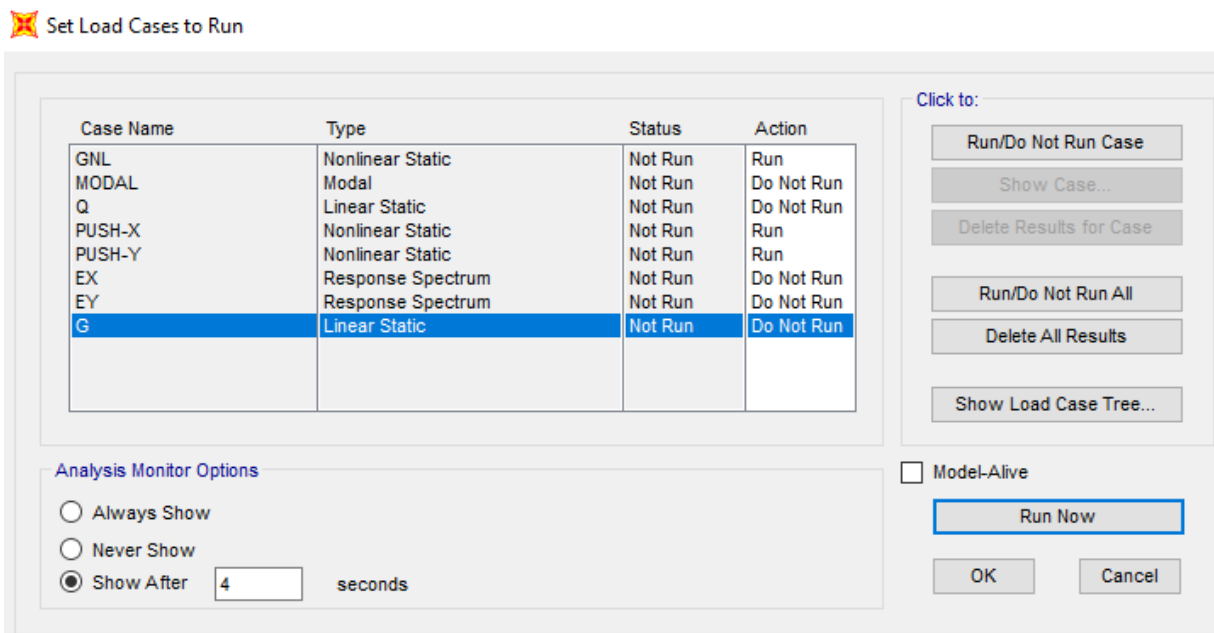


Figure V.13 : La boîte de dialogue de lancement de l’analyse.

➤ Les rotules plastiques

a) Sous charge vertical (Gravitaire) :

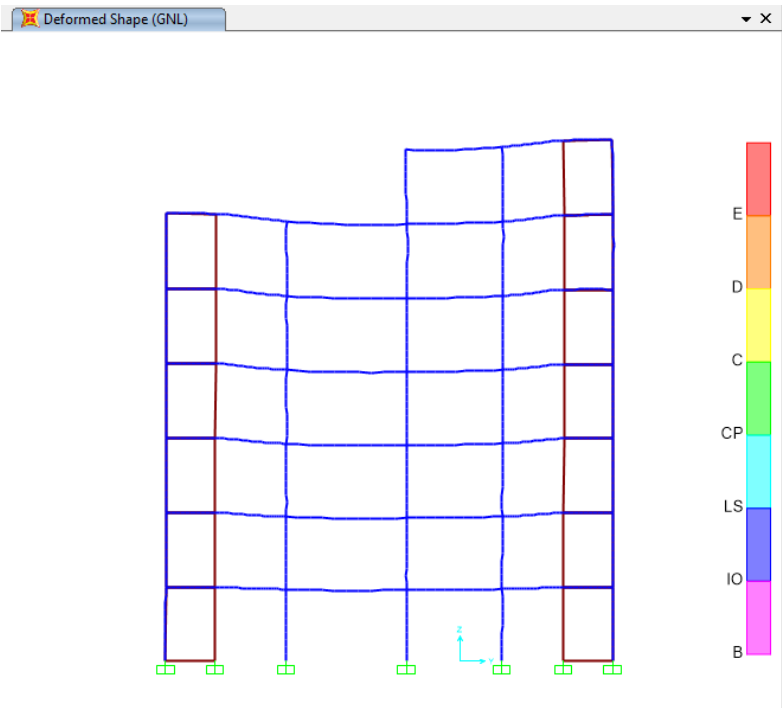


Figure V.14 : Déformation de la structure sous charge vertical (GNL).

b) Sous charge horizontale (Analyse Pushover)

❖ Sens X-X

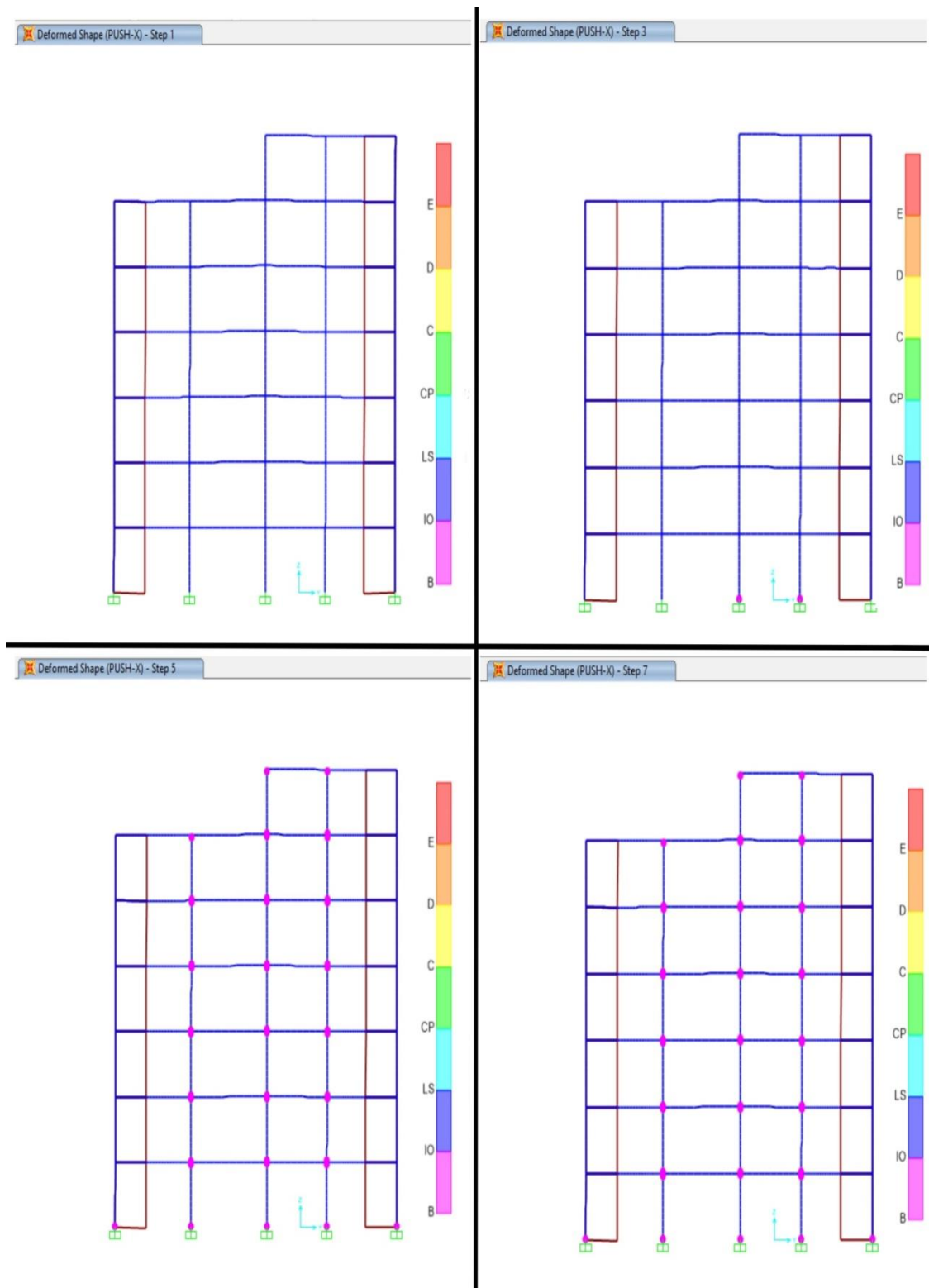


Figure V.15 : La formation des rotules plastique et leurs positionnements (sens XX).

❖ Sens Y-Y

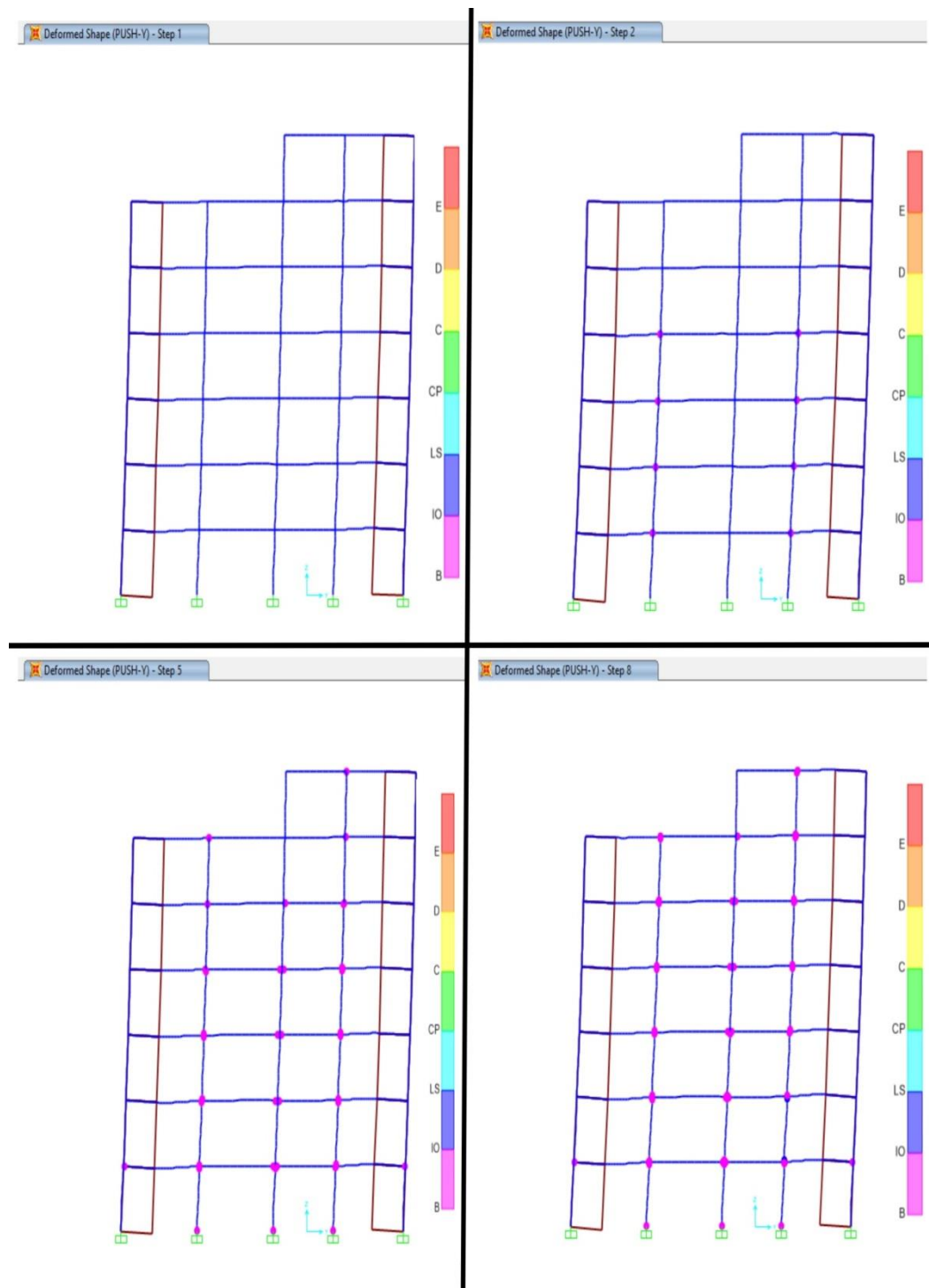


Figure V.16 : La formation des rotules plastique et leurs positionnements (sens YY).

➤ **Commentaire :**

D'après l'analyse on remarque qu'il y a l'apparition de rotule du type IO au niveau des poutres à partir du step 5 dans les sens x et y, les rotules commencent à apparaitre au niveau des poteaux qui ne causeront pas un grand dommage.

➤ Courbe de capacité de la structure ($V_{\text{base}}-D_{\text{sommet}}$)

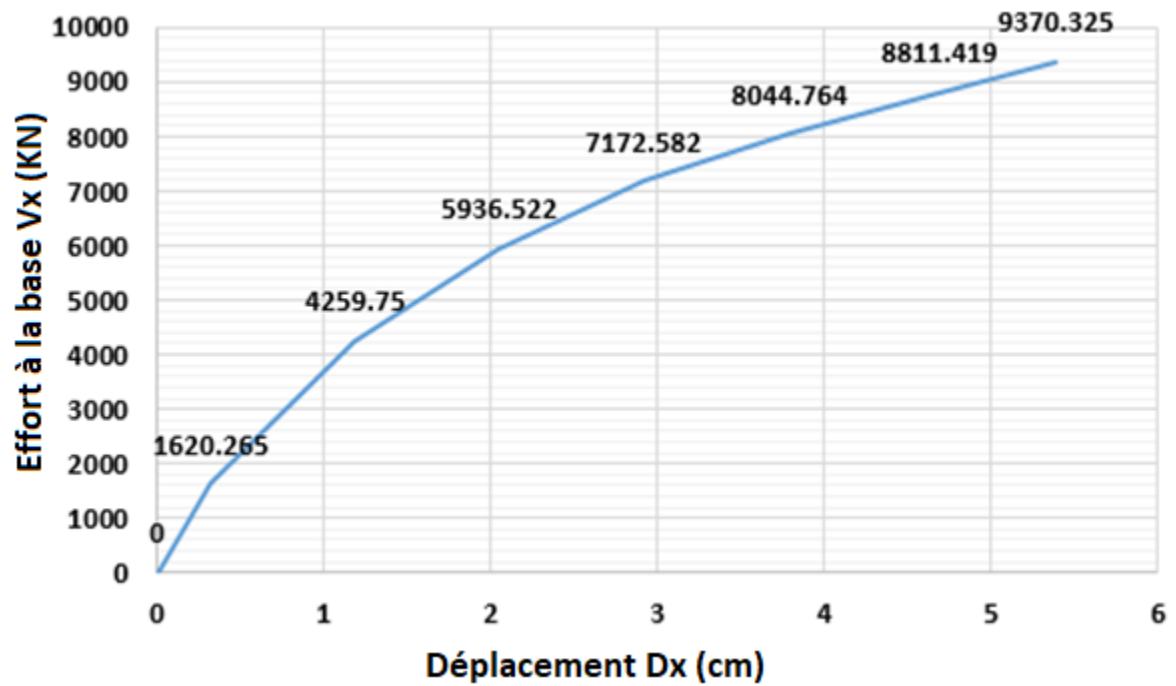


Figure V.17 : Courbe de capacité dans le sens XX.

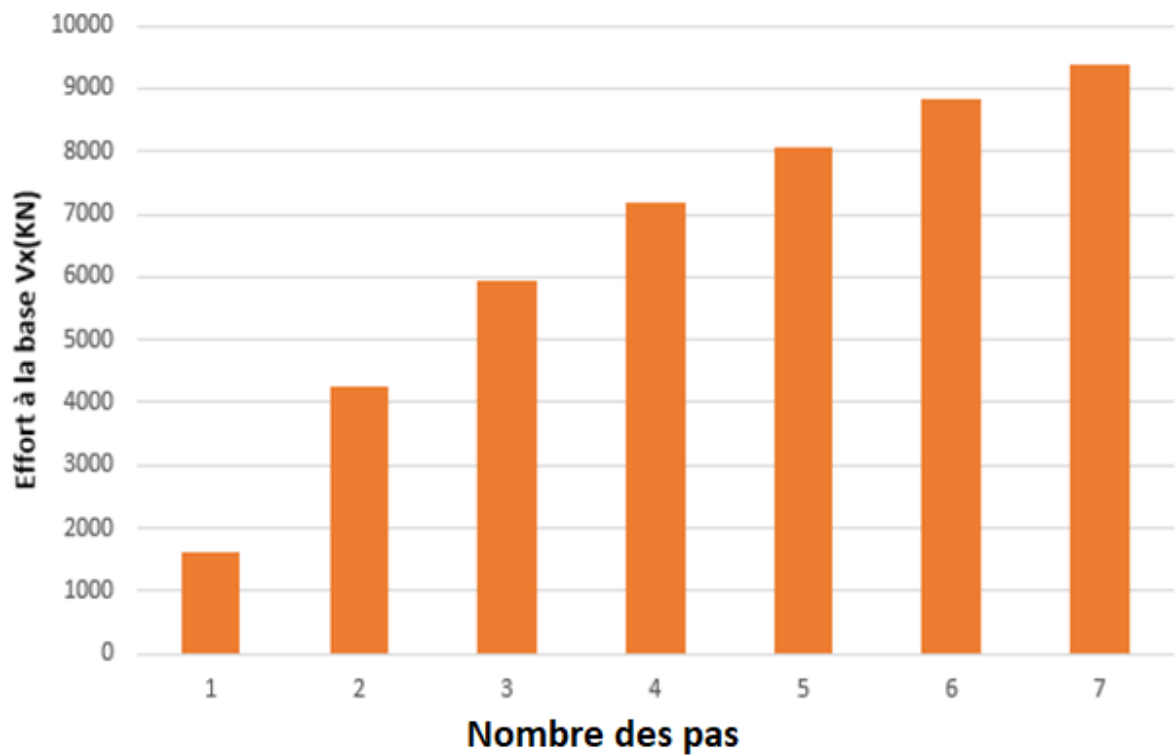


Figure V.18 : Nombre des pas dans le sens XX.

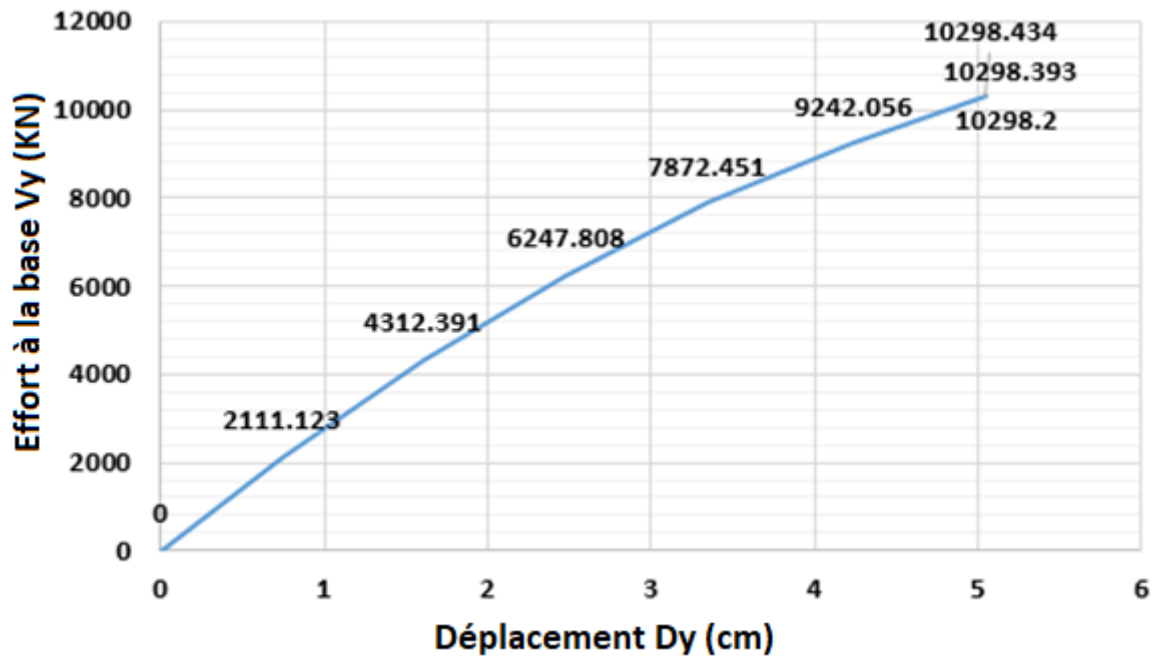


Figure V.19 : Courbe de capacité dans le sens YY.

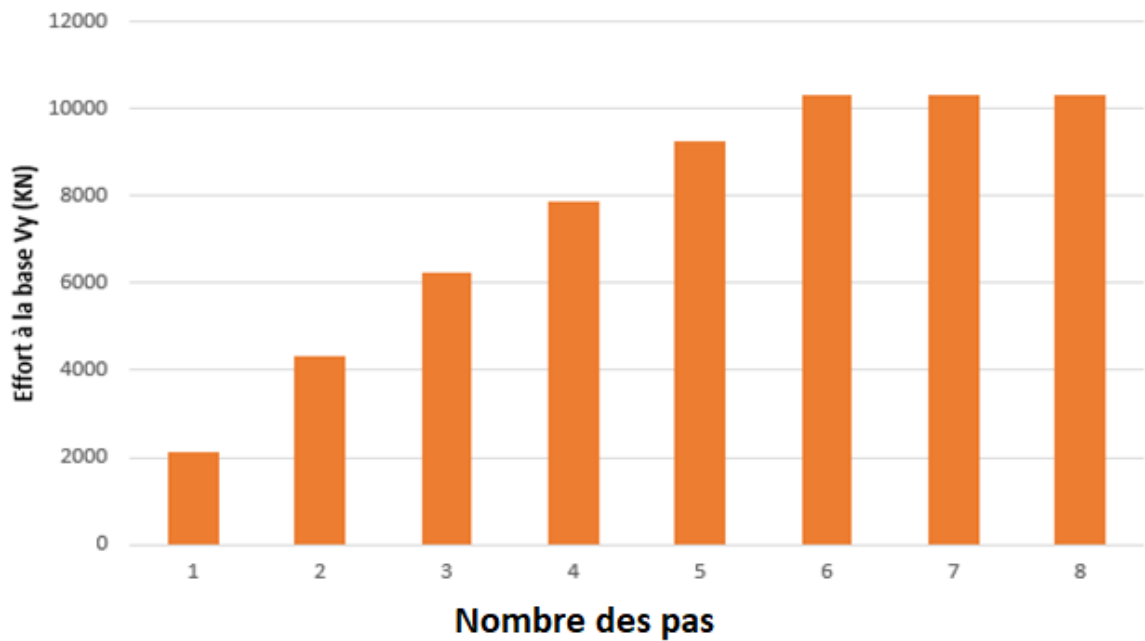


Figure V.20 : Nombre des pas dans le sens YY.

➤ Commentaire

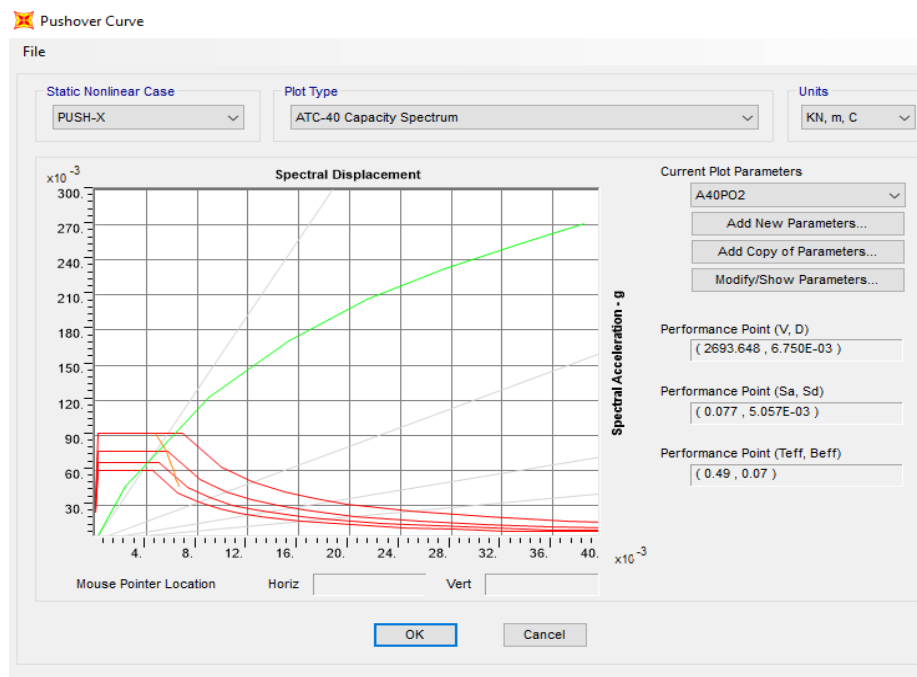
La résistance globale de la structure selon le sens X est inférieure à celle du sens Y, cela est dû aux distributions des voiles. Donc on voit que la structure se déplace dans le sens X plus que Y.

➤ **Point de performance****Tableau V.5:** Type de source sismique d'après ATC-40.

Type de source sismique	Description de la source sismique	Description de la source sismique
		Magnitude M
A	Failles capables de produire des événements de grande ampleur et ayant un taux élevé d'activité sismique	$M \geq 7$
B	Toutes les failles entre A et C	$6.5 < M < 7$
C	Failles qui ne sont pas capables de produire des séismes de magnitude importante et qui ont un taux d'activité sismique relativement faible	$M \leq 6.5$

Notre projet est situé à la commune de Sidi lakhder dans la wilaya d'Ain defla, selon la carte de zonage du RPA99 version 2003 cette région est considérée comme une zone de sismicité moyenne (Zone II.b) donc type de source sismique est **B**.

Sens XX :

**Figure V.21.** Courbe de capacité suivant XX.

Sens YY :

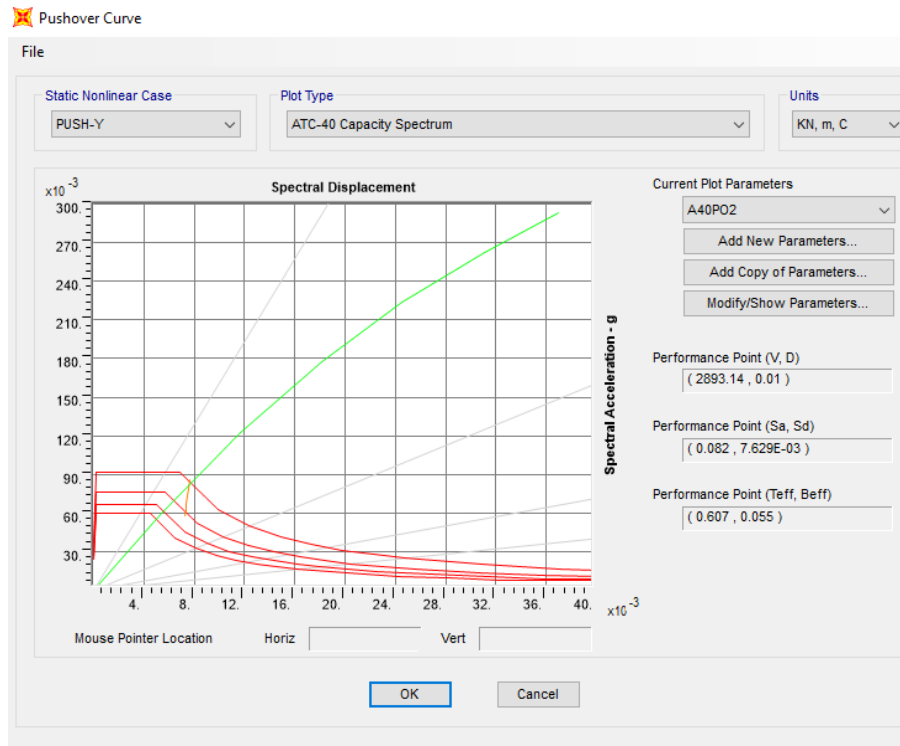


Figure V.22. Courbe de capacité suivant YY.

Les valeurs des déplacements et les efforts tranchants correspondants au point de performance obtenues par le SAP2000 sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : caractère de point de performance.

	Effort à la base V (KN)	Déplacement D (cm)	Période Effective T_{eff} (sec)	Amortissement Effective β_{eff} (sec)
Push-X	1620.265	0.323	0,490	0,07
Push-Y	2111.123	0,742	0,607	0,05

➤ Commentaire

La détermination du point de performance a montré que le sens y est plus performant que le sens x et cela par la valeur de l'effort tranchant qui revient à chaque sens et le déplacement causé. En effet, dans le sens Y pour un effort tranchant de **2111.123 KN**, le déplacement est **0,742 cm**. Par contre, dans le sens X l'effort tranchant transmis par la force horizontale à la structure est de **1620.265 KN** et le déplacement causé est moins important que celui du sens Y et il est de **0.323 cm**.

V.7. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur

$$F_i = \frac{V \times (W_i \times h_i)}{\sum (W_j \times h_j)} \quad \text{V.1}$$

V : effort à la base de la structure obtenue par l'analyse Pushover.

Wi : poids de l'étage.

hi : hauteur de l'étage.

Les résultats sont représentés dans ce tableau :

Tableau V.7 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

Niveaux	Vbx (KN)	Vby (KN)	Wi(KN)	Hi(m)	Wi*Hi (kn.m)	Fx(KN)	Fy(KN)
6ème	1620.26	2111.12	3369.20	21.42	72168.26	267.96	349.14
5ème	1620.26	2111.12	5506.75	18.36	101103.93	375.40	489.13
4ème	1620.26	2111.12	5723.99	15.30	87577.04	325.17	423.68
3ème	1620.26	2111.12	5723.99	12.24	70061.63	260.14	338.95
2ème	1620.26	2111.12	5723.99	9.18	52546.22	195.10	254.21
1er	1620.26	2111.12	5723.99	6.12	35030.81	130.10	169.50
Base	1620.26	2111.12	5844.07	3.06	17882.85	66.39	86.51
Somme	/	/	37616.05	/	436370.74	1620.26	2111.12

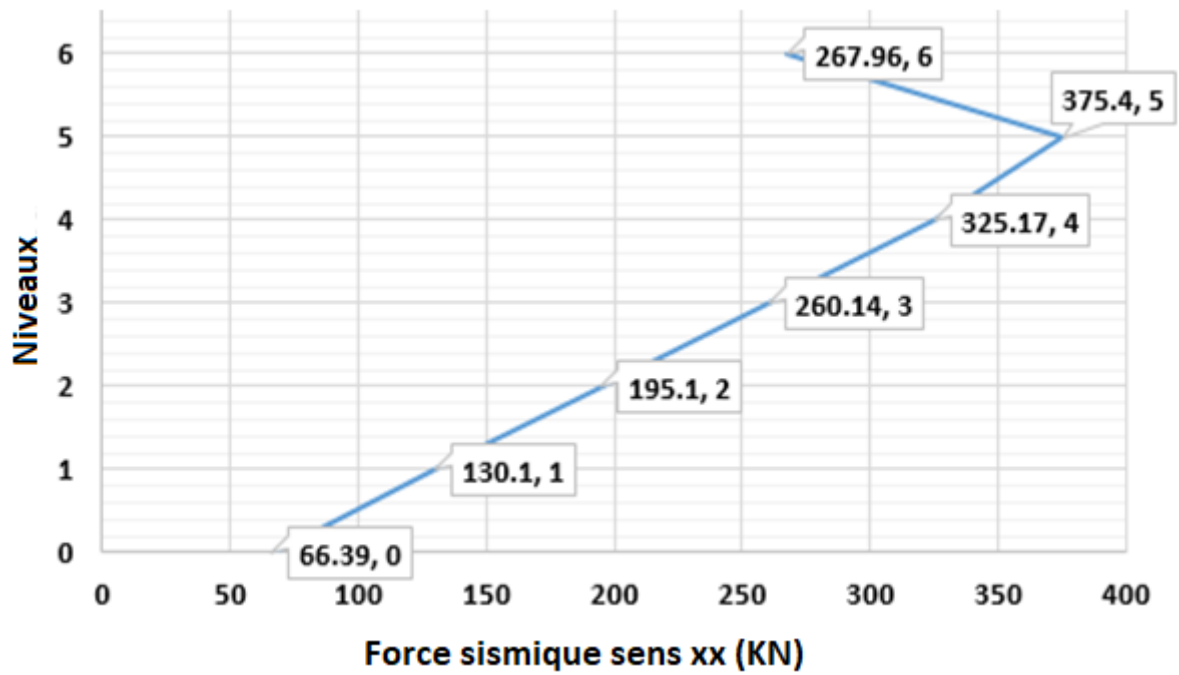


Figure V.23: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (sens x-x).

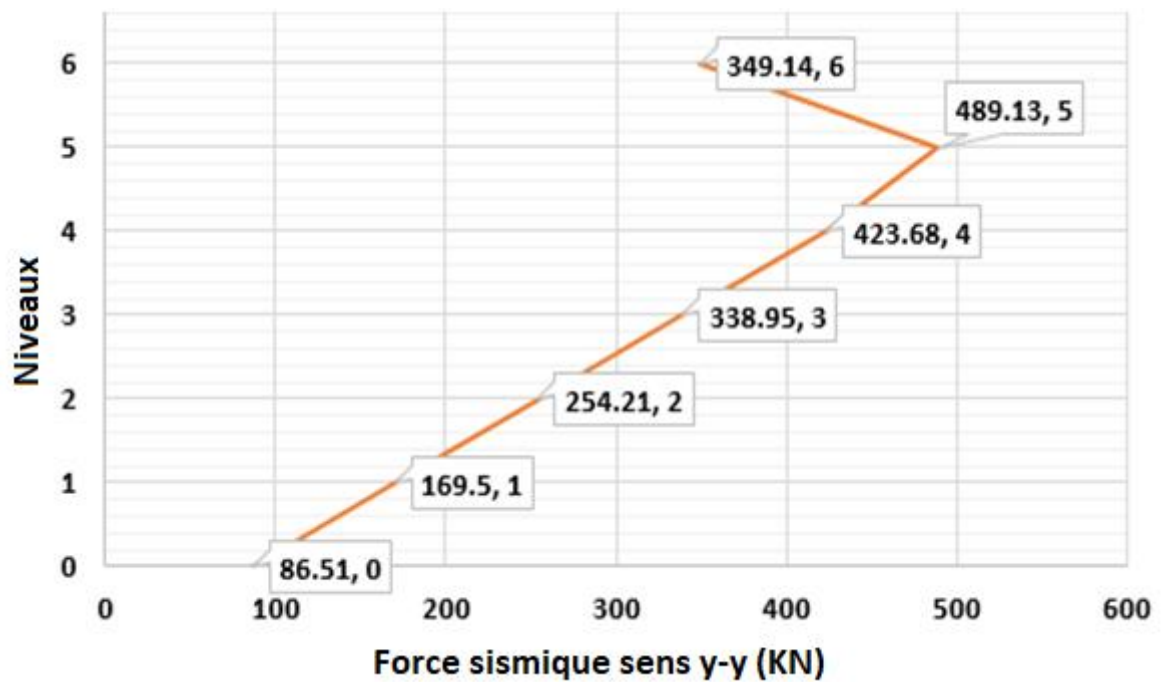


Figure V.24: Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur (sens y-y).

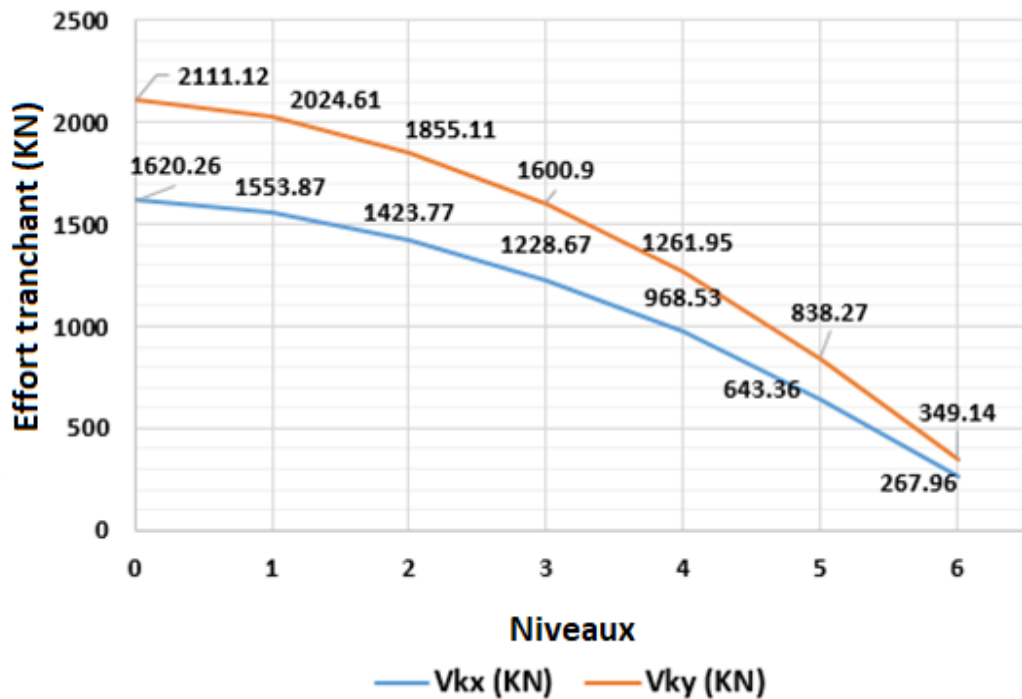
V.8. Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur

L'effort tranchant au niveau de l'étage k :

$$V_K = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad \text{V.2}$$

Tableau V.8 : L'effort tranchant au niveau de l'étage k.

Niveaux	Fi(x) (KN)	Fi(y) (KN)	Vk(x) (KN)	Vk(y) (KN)
6ème	267.96	349.14	267.96	349.14
5ème	375.40	489.13	643.36	838.27
4ème	325.17	423.68	968.53	1261.95
3ème	260.14	338.95	1228.67	1600.90
2ème	195.10	254.21	1423.77	1855.11
1er	130.10	169.50	1553.87	2024.61
Base	66.39	86.51	1620.26	2111.12
Somme	1620.26	2111.12	/	/

**Figure V.25 :** Effort tranchant au niveau d'étage.

V.9. Calcul des moments fléchissant selon la hauteur

Le moment fléchissant au niveau de l'étage k est calculé comme suit :

$$M_k = M_{k+1} + V_{k+1} \times h_e \quad \text{V.3}$$

Avec:

M_k, M_{k+1} : moments fléchissant au niveau de l'étage k et k+1.

V_{k+1} : effort tranchant au niveau de l'étage k+1.

h_e : hauteur d'étage k+1 ; $h = h_{k+1} - h_k$

Tableau V.9 : Moments fléchissant selon la hauteur.

Niveaux	V_{xk+1} (KN)	V_{yk+1} (KN)	He (m)	$V_{xk+1} \cdot H_e$ (Kn.m)	$V_{yk+1} \cdot H_e$ (Kn.m)	$M_k(x)$ (Kn.m)	$M_k(y)$ (Kn.m)
6ème	267.96	349.14	3.06	819.95	1068.36	819.95	1068.36
5ème	643.36	838.27	3.06	1968.68	2565.10	2788.63	3633.46
4ème	968.53	1261.95	3.06	2963.70	3861.56	5752.33	7495.02
3ème	1228.67	1600.90	3.06	3759.73	4898.75	9512.06	12393.77
2ème	1423.77	1855.11	3.06	4356.73	5676.63	13868.79	18070.4
1er	1553.87	2024.61	3.06	4754.84	6195.30	18623.63	24265.7
Base	1620.26	2111.12	3.06	4957.99	6460.02	23581.62	30725.72

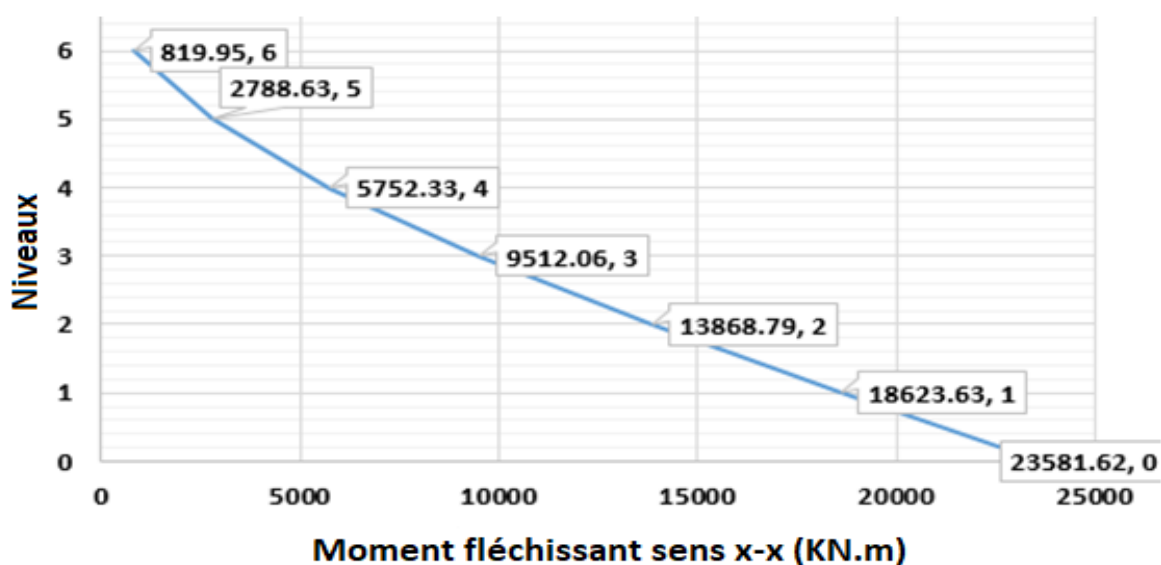


Figure V.26 : Moments fléchissant selon la hauteur (sens x-x).

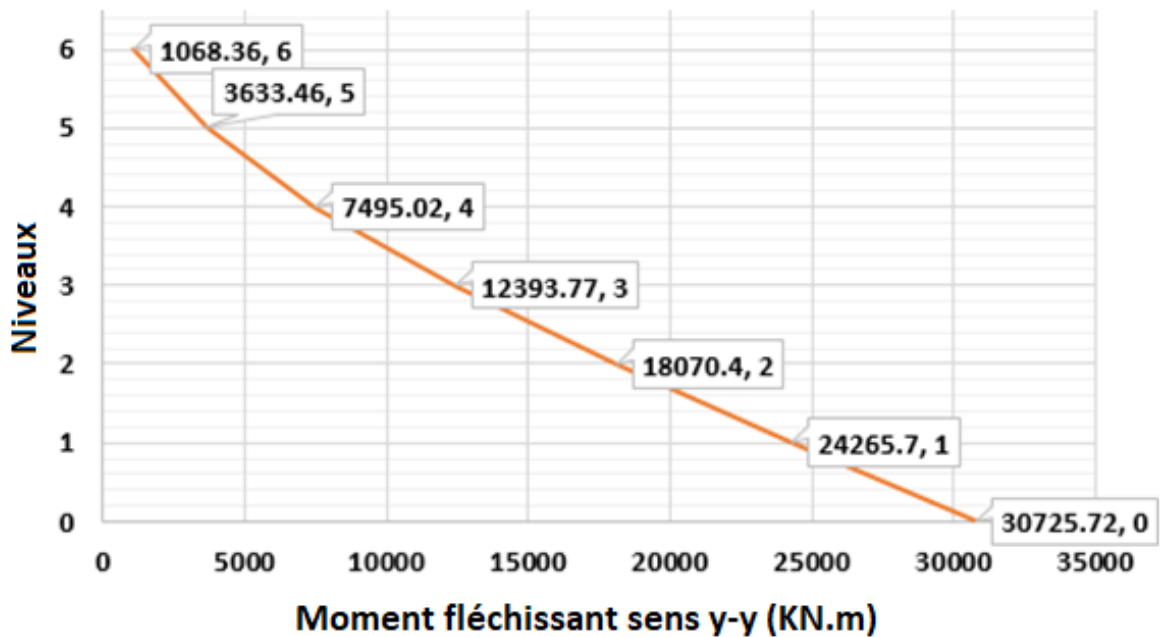


Figure V.27 : Moments fléchissant selon la hauteur (sens y-y).

V.10. Conclusion

Après avoir étudié notre bâtiment par la méthode Pushover « spectre de capacité » et poursuivre tous les étapes d'analyse on a déduit d'abord la formulation des rotules et leur disposition sur la structure, ensuite on a tracé la courbe de capacité ($V_{\text{base}}-D_{\text{sommet}}$) et le nombre des pas (step) dans chaque sens de la structure, après on a déterminé l'intersection de deux courbes (capacité – demande) sur un graphe de type (S_a-S_d) qui représente le point de performance, qui permet d'évaluer l'effort à la base V qui nous aide pour faire la distribution d'effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque étage.

Enfin on a conclu que le sens-y est plus vulnérable à l'action sismique que le sens-x.

Dans le prochain chapitre on va faire la comparaison de la distribution d'effort pour les deux méthodes modale spectrale et Pushover.

Chapitre VI :

Comparaison de la distribution
des efforts pour les deux méthodes

VI.1 Introduction

Dans le présent chapitre nous allons procéder à la comparaison des résultats de la distribution de la charge sismique, des efforts tranchants et des moments fléchissant obtenus par les deux méthodes de calcul, la méthode modale spectrale (linéaire) et la méthode statique non linéaire (Pushover), dans le but de savoir la grandeur de différence entre ces derniers.

Avec le développement de la théorie de conception basée sur la performance dans la conception sismique structurale, l'analyse non linéaire de poussée progressive [FEMA 273, ATC-40] a de plus en plus d'attention dans le monde en ingénierie parasismique.

Cette méthode consiste à attribuer une série d'efforts latéraux le long de la hauteur de la structure, en augmentant progressivement cette force latérale, jusqu'à ce que le point de contrôle de la structure réalise le déplacement prédéfini. Comparée à la méthode classique d'analyse statique linéaire, l'analyse statique non linéaire peut prendre en compte les caractéristiques mécaniques non linéaires de la structure sous des séismes rares, prendre en compte les points faibles de la conception de la structure et observer les propriétés de ductilité de la structure ou des éléments. De cette façon, nous pouvons obtenir un design parfait.

VI.2 Distribution de l'effort sismique

A partir des résultats de calcul avec SAP2000 et ETABS17 et le calcul manuel on obtient les courbes de la distribution de l'effort sismique jusqu'à la base, dans les deux sens pour les deux méthodes. Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Tableau VI.1 : Distribution de l'effort sismique selon la hauteur du bâtiment.

Efforts/Niveaux	Méthode Modale Spectrale		Méthode Pushover	
	F _x (KN)	F _y (KN)	F _x (KN)	F _y (KN)
6ème	692.72	679.66	267.96	349.14
5ème	970.47	952.17	375.40	489.13
4ème	840.63	824.77	325.17	423.68
3ème	672.50	659.81	260.14	338.95
2ème	504.37	494.88	195.10	254.21
1er	336.29	329.90	130.10	169.50
Base	171.65	168.41	66.39	86.51
Somme	4188.63	4109.60	1620.26	2111.12

➤ Commentaire

On remarque que l'effort sismique dans le sens (x-x) à chaque étage pour la méthode Pushover égale environ 38 % par rapport à l'effort sismique obtenu par la méthode modale spectrale, De même pour le sens (y-y) est égale à 51%.

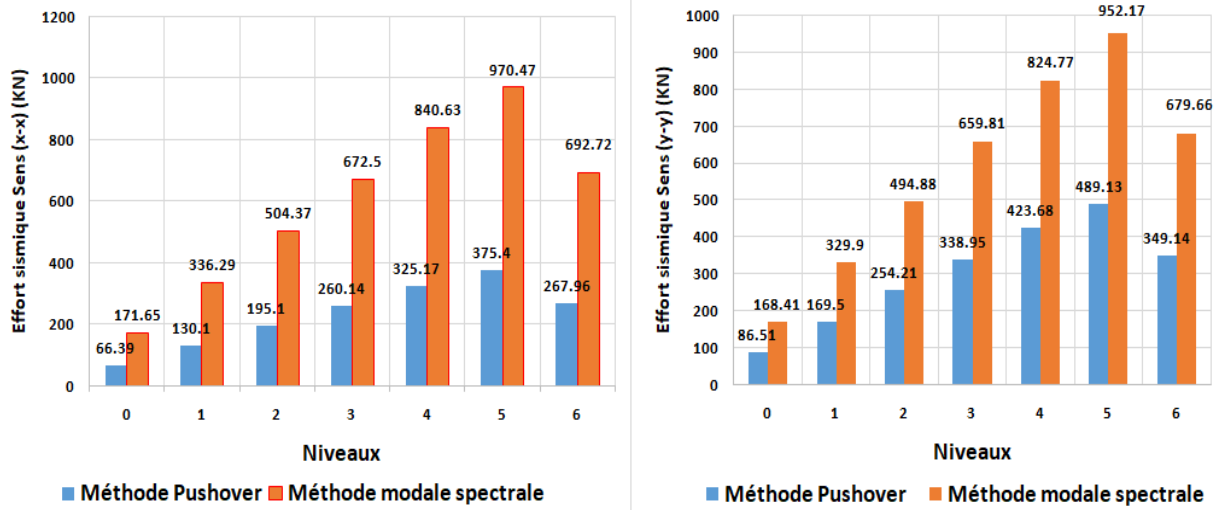


Figure VI.1 : Comparaison de la distribution de l'effort sismique dans les deux sens pour la méthode modale spectrale et la méthode Pushover.

VI.3 Distribution de l'effort tranchant

A partir des résultats de calcul avec SAP2000 et ETABS17 et le calcul manuel suivant le règlement RPA 99 version 2003 pour le calcul de l'effort tranchant à la base, on obtient les résultats de la distribution de l'effort tranchant jusqu'à la base dans les deux directions pour les deux méthodes proposées.

Tableau VI.2 : Distribution de l'effort tranchant selon la hauteur du bâtiment.

Efforts/Niveaux	Méthode Modale Spectrale		Méthode Pushover	
	V _x (KN)	V _y (KN)	V _x (KN)	V _y (KN)
6ème	692.72	679.66	267.96	349.14
5ème	1663.19	1631.83	643.36	838.27
4ème	2503.82	2456.60	968.53	1261.95
3ème	3176.32	3116.41	1228.67	1600.90
2ème	3680.69	3611.29	1423.77	1855.11
1er	4016.98	3941.19	1553.87	2024.61
Base	4188.63	4109.60	1620.26	2111.12

➤ Commentaire

On remarque que l'effort tranchant dans le sens (x-x) à chaque étage pour la méthode Pushover égale environ 38 % par rapport à l'effort tranchant obtenu par la méthode modale spectrale, De même pour le sens (y-y) est égale à 51%.

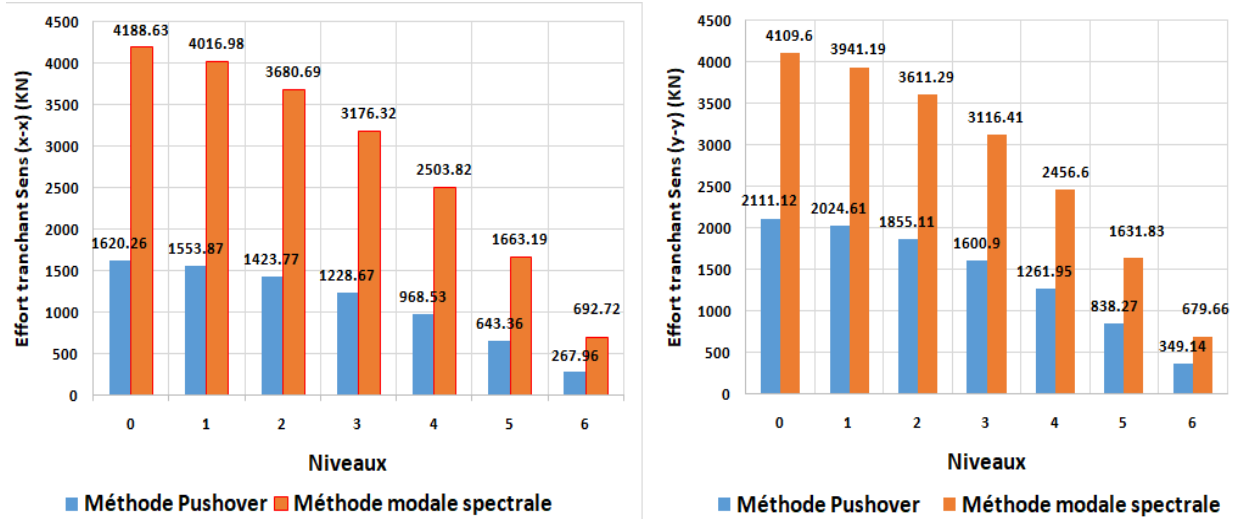


Figure VI.2 : Comparaison de la distribution de l'effort tranchant dans les deux sens pour la méthode modale spectrale et la méthode Pushover.

VI.4 Distribution du moment fléchissant

A partir des résultats de calcul avec SAP2000 et ETABS17 et le calcul manuel suivant le règlement RPA 99 version 2003 pour le calcul du moment fléchissant, on obtient les résultats de la distribution du moment fléchissant jusqu'à la base dans les deux directions pour les deux méthodes proposées.

Tableau VI.3 : Distribution du moment fléchissant selon la hauteur du bâtiment.

Efforts/Niveaux	Méthode Modale Spectrale		Méthode Pushover	
	Mx (KN.m)	My(KN.m)	Mx(KN.m)	My(KN.m)
6ème	2119.72	2079.75	819.95	1068.36
5ème	7209.08	7073.14	2788.63	3633.46
4ème	14870.76	14591.10	5752.33	7495.02
3ème	24590.29	24127.31	9512.06	12393.77
2ème	35853.20	35177.85	13868.79	18070.4
1er	48145.15	47237.89	18623.63	24265.7
Base	60962.35	59813.26	23581.62	30725.72

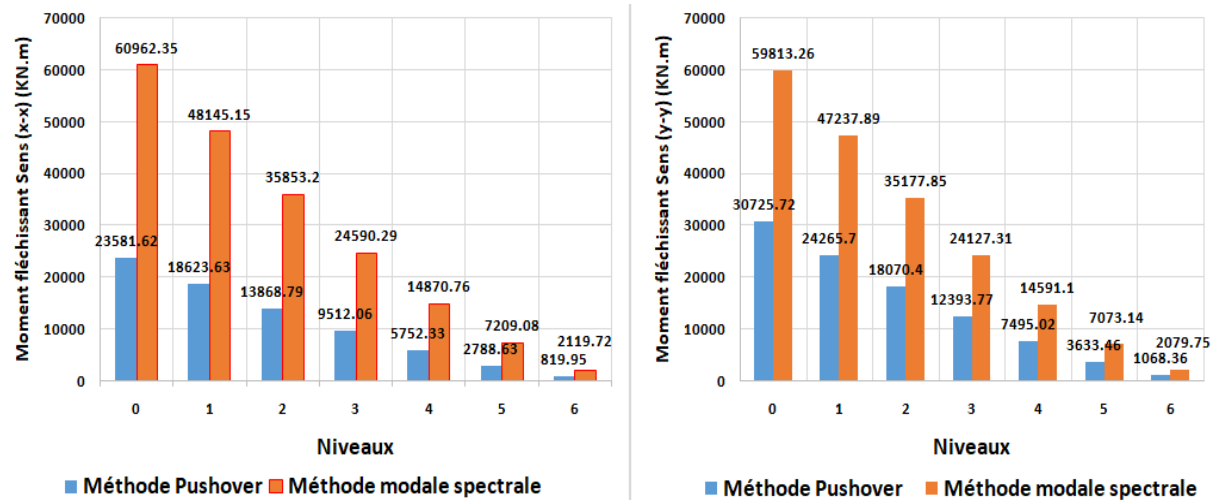


Figure VI.3 : Comparaison de la distribution du moment fléchissant dans les deux sens pour la méthode modale spectrale et la méthode Pushover.

VI.5 Conclusion

La comparaison entre les résultats obtenus par les deux méthodes nous a permis de conclure que la méthode modale spectrale proposée par RPA99 version 2003 donne toujours des efforts sismiques et des efforts tranchants plus grandes que les résultats obtenus par le dimensionnement avec utilisation de la méthode statique non linéaire (Pushover).

Conclusion générale

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante du cycle de formation de l'étudiant et lui permet d'utiliser ses connaissances théoriques acquises au cours de ce cycle.

Au cours de cette étude nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général sur la majorité des parties étudiées et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil.

Dans ce travail :

- On a mentionné les différentes méthodes d'analyse du comportement sismique des structures essentiellement les méthodes statiques linéaire et non linéaire et les avantages et les inconvénients de chaque méthode
- On a déterminé les efforts tranchants à la base et faire la répartition pour chaque étage.
- L'analyse du comportement non linéaire est utilisée pour l'évaluation de la réponse sismique des structures. Une méthodologie est d'abord proposée pour évaluer les déformations plastiques dans les éléments porteurs de notre ouvrage basé sur l'analyse statique non linéaire Pushover avec la méthode de « spectre de capacité » ensuite on a déterminé les courbes de capacité et le point de performance de la structure ; enfin on a déduit les efforts tranchants à la base et faire la distribution d'effort tranchant et moment fléchissant pour chaque étage
- La comparaison des résultats obtenus par ces deux méthodes a permis de mettre en évidence la différence en termes de répartitions d'efforts tranchants dans la structure dans les deux directions.

Enfin nous proposons aux décideurs du pays d'aller vers le dimensionnement avec l'utilisation des méthodes statique non linéaire comme Pushover.

Références et Bibliographie

Règlements :

- **[1] RPA99** : règles parasismiques algériennes version 2003.
- **[2] BAEL91** : béton armé aux états limite.
- **[3] CBA93** : calcul des ouvrages en béton armé.
- **[4] DTR B.C.2.2** : document technique réglementaire (charge et surcharge).

Les livres et les thèses :

- **[5]** Thèse de doctorat présenté par DJEBBAR Nabil « Contribution à l'étude de la performance Parasismique des éléments linéaire en béton ».
- **[6]** Fahjan, Yasin.M. 2008. « Selection and Scaling of Real Earthquake Accèlèrograms to Fit the Turkish Design Spectra ». vol. 19, p. 4423-4444.
- **[7]** Mémoire de magister « évaluation des mécanismes de ruine des structures auto stable sous les séismes proches et lointains ». Mr HABBI Djamel.
- **[8]** Application de la méthode d'analyse statique non-linéaire sur un bâtiment R+3 A.El ghoulbzouria -Kissi Benaissab - Zakaria El alamia - A.Ezziania – M.El Youbia – A. Khamlichic–O. MOUHATc.
- **[9]** Melle Ait l'hadj Lamia, Analyse non linéaire d'un immeuble surmonté d'un réservoir d'eau potable, par la méthode Pushover.

Logiciels :

- WORD 2007 Traitement de texte.
- EXCEL 2013 Calcul.
- ETABS V 17 Analyse des structures.
- AUTOCAD 2020..... Dessin.
- SOCOTEC.....Calcul des sections d'acier.
- SAP2000 v20.1.....Analyse non linéaire Pushover.