

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique
Université Djilali BOUNAAMA de Khemis Miliana

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de la Technologie

Filière : Génie Civil

Mémoire de fin d'étude



En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Structures

Thème :

*Calcul manuel et automatique
d'une structure en béton armé à
usage habitation (R+6)*

Réalisé Par:

✓ *ABDOUNI Aya*
✓ *ZEBBOUDJ Ahmed*

Encadré par:

- *Mr BOUDINA Abdellah*

Promotion 2020-2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciement

Nous rends grâce à Allah de nous avoir donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous tenons à remercier notre encadreur Dr .boudina pour son aide et ces conseils judicieux durant cette année.

Nos vifs remerciements sont adressés aux membres de jury, de nous avoir honoré de leur présence et d'avoir voulu évaluer ce travail.

A tous les enseignants du département du génie civil.

Nos gratuites et nos chaleureux remerciements s'adressent également à nos parents.

Un grand et spécial remerciement à tous les membres de l'universitaire de Djilali Bounaama Khemis Miliana pour leurs soutiens et leurs aides.

En fin, nous remercions tous ceux qui nous aidé de loin ou de prés pour



Zebboudj ahmed



Abdouni aya



Dédicaces

Je Dédie ce mémoire :

A Ceux à qui je dois tant et qui m'ont tout donné sans rien en retour, ma mère mon père qui m'ont éclairé le chemin de la vie par leur grand soutien et leurs encouragements, par leurs dévouements exemplaires et les énormes sacrifices durant toute leur vie et qui nous ont toujours aimé nous voir réussir. Je les remercie pour tout ce qu'ils nous ont fait, que dieu les protège, leur donne santé et longue vie êtes garde pour nous.

*A mes très chers frères et sœurs et tous ses enfant
Khaled , amine , rima ,asma ,hajar ,riham ,noura, dodo ,mohamed,*

Daya,ritaj,razan,nadine, youcef,rochan.

*A toute ma famille **abdouni** sans exception.*

*A mes très chères amies : aya ,khawla ,khawla , ahlam ,ayoub,
sido est abdo.*

A Dr boudina et tous les enseignants qui m'ont formé au cours de mon cursus et m'ont permis d'avancer dans différents domaines de la vie.

aya





Dédicaces

Je Dédie ce mémoire

Avec un énorme plaisir et une immense joie, je dédie mon travail à ma très chère, respectueuse et magnifique mère Halima qui m'a toujours soutenu le long de ma vie , a mon chère père Abdelkader qui m'a donné le courage et l'aide A mes frères et ma sœur en particulier mon binôme Aya et mes chères amis ; spécialement mon frère AKILI Med Abderraouf, même je dédie ce mémoire aussi à la famille de ma mère et mon père : mes oncles, mes tantes À tous mes amis Et toute personne qui me connaît ;

Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans

l'accomplissement de ce travail

sido



ملخص

يهدف المشروع أساسا لدراسة عمارة غير منتظمة القياسات (طابق أرضي+6طوابق) الواقعة في مدينة 44 و المصنفة ضمن المنطقة رقم Iib حسب القواعد الجزائرية للزلازل 99. نسخة معدلة سنة 2003. قياس و تسليح العناصر المقاومة للبنية صمم طبقا للمعايير المعمول بها في الجزائر حسب مقياس هندسة الزلازل الجزائر 99 نسخة معدلة سنة 2003 ومقياس الخرسانة المسلحة. قمنا بالدراسة اليدوية باستعمال نظام تجميع الكتل والدراسة الديناميكية ذات ثلاثة أبعاد بواسطة ETABS 9-7-0, تم تصميم أرضية طوابق العمارة بأرضية غير مشوهة القياسات. تقوية البنية بواسطة جدران خرسانية مسلحة كان ضروريا بما أن النقل الجانبي للقوى لما بين الطوابق فاق القيم المقبولة. تسليح العناصر المقاومة (الأعمدة و العارضات) تم بواسطة نظام SOCOTEC. أما الجدران الخرسانية المسلحة و العناصر الثانوية تم يدويا.

RESUME

Le présent mémoire porte sur l'étude d'un bâtiment (RDC+6) de forme irrégulière en plan et qui est implanté dans la commune de AINDEFLEA qui est classée en zone Iib selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99 version 2003). Le pré-dimensionnement des éléments porteurs de la structure a été fait conformément au règlement de calcul BAEL91 Modifié 99 et RPA99 version 2003. L'analyse sismique de la structure a été réalisée manuellement, par un système discret, et automatiquement par le logiciel de calcul ETABS 9-7-0. Les planchers du bâtiment ont été modélisés par des diaphragmes (indéformables dans leur plan). Le renforcement de la structure par le rajout des voiles de contreventement a été nécessaire vu que les déplacements latéraux inter-étages de la structure pré dimensionnée dépassent les valeurs réglementaires.

Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel SOCOTEC, alors que celui des voiles et des éléments secondaires a été fait manuellement.

ABSTRACT

This thesis deals with the study of in plan irregularly shaped building voir doc. Mech role and is located in the municipality of AINDEFLEA which is classified as zone Iib according to the Algerian seismic regulation (RPA 99 version 2003). The preliminary design of the structural supporting members was done in accordance with calculation rules of BAEL91 Modified 99 and RPA99 version 2003. The seismic analysis of the structure was performed manually, by a discrete system, and automatically, system by the calculation software ETABS 9-7-0. The floors of the building were modeled by diaphragms (indeflexible in their plan). The reinforcement of the structure through the addition of bracing walls was necessary since the inter-level lateral displacements of the pre-dimensioned structure exceed the regulatory admissible values.

The reinforcement of the load-bearing elements (columns, beams) was carried out by the SOCOTEC reinforcement software, while that of the walls and the secondary elements was done manually.

Sommaire

Liste des figures.....	
Liste des tableaux.....	
Liste des symboles.....	
Introduction générale.....	01

Chapitre I. Présentation du projet

I.1. Introduction.....	03
I.2. Caractéristiques de l'ouvrage.....	03
I.3. Conception de la structure.....	04
I.4. Caractéristiques des matériaux.....	06
I.5. Hypothèses de calcul.....	12
I.6. Conclusion.....	13

Chapitre II. Pré-dimensionnement et descente des charges

II.1. Introduction.....	14
II.2. Pré dimensionnement de planchers.....	14
II.3. Evaluation des charges.....	17
II.4. Pré dimensionnement des portiques.....	25
II.5. Pré dimensionnement des voiles.....	35
II.6. Conclusion.....	37

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III.1.Introduction	38
III.2.L'acrotère	38
III.3.Calcul des balcons	44
III.4.Les escaliers	47
III.5. Etude De La Poutre Palière	55
III.6. Plancher	61
III.7. Etude De La Dalle Machine.....	78

III.8. Plancher a dalle pleine	84
III.9. Conclusion.....	98

Chapitre IV. Etude dynamique et sismique Partie Manuelle

IV.1.Introduction	90
IV.2. Choix de la méthode de calcul	90
IV.3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	93
IV.4. Modélisation mathématique	97
IV.5. Modélisation initiale : Caractéristiques géométriques et massique de la structure (sans voiles)	100
IV.6.Modélisation finale : Caractéristiques géométriques et massique de la structure (avec voiles)	122
IV.7.Conclusion	163

Chapitre V. Etude dynamique et sismique Partie Automatique

V.1. Introduction	164
V.2. Étude dynamique	164
V.3. Modélisation de la structure	165
V.4.Interprétation des résultats de l'analyse sismique	167
V.5. Conclusion	182

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

VI.1. Introduction	183
VI.2. Ferrailage des poteaux	183
VI.3 Ferrailage des poutres	197
VI.4. Ferrailage des voiles	211
VI.5. Caractéristiques et ferrailage de l'ascenseur.....	228

Chapitre VII. Etude des fondations

VII.1. Introduction	229
VII.2.choix du type de fondation	229
VII.3. Ferrailage de longrine	229

VII.4. Etude préliminaire du choix de type de semelle	231
VII.5. Voile périphérique	250
VII.6. Ferrailage des débords	251
VII.7. Conclusion	253

Chapitre .I. Présentation du projet

Figure. I.1.Plancher à corps creux.....	05
Figure. I.2. Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU.....	10
Figure. I.3. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	10
Figure I.4: Diagramme contraintes –déformations de l'acier à L'ELU.....	11

Chapitre II. Pré-dimensionnement et descente des charges

Figure .II.1 : coupe transversale sur un plancher à corps creux.....	15
Figure. II.2. Dimension des poutrelles.....	16
Figure II.3. Coupe du plancher terrasse à corps creux.....	18
Figure II.4. Coupe du plancher courant à corps creux.....	18
Figure II.5. Constituants d'un mur extérieur.....	19
Figure II.6. Coupe du plancher a dalle pleine.....	20
Figure II.7.Dimension de l'acrotère.....	20
Figure II.8. Les éléments d'escalier.....	21
Figure II.9. schéma de l'escalier.....	22
Figure II.10.ascenseur.....	23
Figure II.11. Dimension de l'ascenseur.....	24
Figure II.12. Schéma de poteau central.....	29
Figure II.13. Schéma de poteau de rive.....	31
Figure II.14. Schéma de poteau d'angle.....	33
Figure II.15. Coupe de voile en élévation.....	36
Figure II.16. Coupe des voiles en plan.....	37

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Ffigure III.1.Coupe transversale de l'acrotère.....	39
Figure III.2. Schéma de ferrailage de l'Acrotère.....	43
Figure III.3. Schéma des charges appliquées sur le balcon.....	44
Figure III.4.Diagramme des sollicitations	45

Figure III.5.Schéma de ferrailage des balcons.....	47
Figure III.6. Schéma statique de l'escalier.....	48
Figure III.7. Schéma statique d'escalier a E.L.U.....	49
Figure III.8. Schéma statique d'escalier a E.L.S.....	49
Figure III.9. Diagrammes des efforts internes à ELU.....	49
Figure III.10. Diagrammes des efforts internes à ELS.....	50
Figure III.11.Ferrailage de l'escalier en travée et sur appuis.....	54
Figure III.12.Schéma statique de la poutre palière à E.L.U.....	56
Figure III.13.Schéma statique de la poutre palière à E.L.S.....	56
Figure III.14. Diagrammes des efforts internes à ELU	56
Figure III.15. Diagrammes des efforts internes à ELS.....	56
Figure III.16.Ferrailage de la poutre palière en appui et en travée.....	60
Figure III.17.Ferrailage des escaliers.....	60
Figure III.18. Coupe du planché en corps creux et dimension de corps creux.....	61
Figure III.19. Chargement de la méthode de Caquot.....	65
Figure III.20. Disposition constructive des armatures des poutrelles.....	76
Figure III.21.Disposition constructive des armatures de la table de compression.....	78
Figure III.22. Dimension de l'ascenseur.....	78
Figure III.23. Ferrailage de la dalle machine.....	84
Figure III.24. Ferrailage de la dalle pleine	89

Chapitre IV. Etude dynamique et sismiquePartie Manuelle

Figure IV.1. Spectre de réponse.....	92
Figure. IV.2Modélisation des masses et des rigidités.....	100
Figure. IV.3schéma de la disposition des éléments.....	101
Figure IV.4. Modélisation du système.....	110
Figure. IV.5.L'allure des trois premiers modes.....	115
Figure IV.6. Spectre de réponse d'après RPA.....	117

Figure IV.7. Les forces sismiques dans chaque niveau.....	119
Figure IV.8. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant.....	120
Figure IV.9. Schéma de la disposition des voiles	123
Figure IV.10. Modélisation du système.....	139
Figure. IV.11. L'allure des trois premiers modes sens x-x.....	151
Figure. IV.12. L'allure des trois premiers modes sens y-y.....	154
Figure IV.13. Spectre de réponse d'après RPA.....	155
Figure IV.14. Les forces sismiques dans chaque niveau sens x-x.....	158
Figure IV.15. Les forces sismiques dans chaque niveau sens y-y.....	159
Figure IV.16. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant x-x.....	160
Figure IV.17. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant y-y.....	161

Chapitre V. Etude dynamique et sismique Partie Automatique

Figure V.1. Modèle initial.....	167
Figure V.2. Modèle initial mode 1.....	168
Figure V.3. Modèle initial mode 2.....	169
Figure V.4. Modèle initial mode 3.....	169
Figure V.5. Modèle final.....	172
Figure V.6. Modèle final Mode 1.....	173
Figure V.7. Modèle final Mode 2.....	175
Figure V.8. Modèle final Mode 3.....	175
Figure V.9. Evaluation des effets du second ordre.....	178
Figure. V.10. Schéma du renversement.....	181

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Figure VI.1. Zone nodale.....	184
Figure VI.2. Schéma de ferrailage des poteaux	196-197
Figure VI.3. Ferrailage des Poutres porteuses	210
Figure VI.4. Ferrailage des Poutres porteuses.....	211

Figure VI.5. Ferrailage des Poutres non porteuses.....	211
Figure VI.6. Ferrailage des Poutres non porteuses.....	212
Figure VI.7. Vue en plan du voile plein en L.....	215
Figure VI.8 Schéma ferrailage de voile en L.....	218
Figure VI.9. Vue en plan du voile plein en U.....	218
Figure VI.10 Schéma de ferrailage du voile en forme U.....	221
Figure VI.11. Vue en plan du voile plein simpl.....	221
Figure VI.12. plan de position des voiles.....	224

Chapitre VII. Etude des fondations

Figure VII.1. Ferrailage de longrine.....	231
Figure. VII.2. Représente les semelles considérer et voile périphérique.....	233
Figure VII.3. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	236
Figure VII.4. Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.....	239
Figure VII.5. Contraintes sous le radier	241
Figure VII.6. Ferrailage des nervures en travée et en appui sens x-x et y-y.....	249
Figure VII.7. Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y.....	249
Figure VII.8. Coupe A-A ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y	250
Figure VII.9. ferrailage du voile périphérique.....	251
Figure VII.10. Représentation du débord du radier.....	251
Figure. VII.11. Diagramme des moments.....	252

Chapitre. I. Présentation du projet

Tableau I.1 : caractéristiques des Aciers.....	11
--	----

Chapitre II. Pré-dimensionnement et descente des charges

Tableau II.1. Valeurs de différents chargements de plancher terrasse inaccessible.....	17
Tableau II.2. Valeurs de différents chargements de plancher courant (corps creux).....	18
Tableau II.3. Valeurs de différents chargements de mur double cloison.....	19
Tableau II.4. Valeurs de différents chargements de dalles pleines.....	19
Tableau II.5. Valeurs de différents chargements de volée.....	22
Tableau II.6. Valeurs de différents chargements de Palier.....	23
Tableau II.7. Valeurs de différents chargements de la dalle machine.....	24
Tableau II.8. Valeurs de différents chargements de la dalle.....	25
Tableau II.10. Dégression des surcharges.....	29
Tableau II.11. Surcharge d'exploitation de Poteau central.....	30
Tableau II.12. Choix des sections des poteaux centraux.....	31
Tableau II.13. Surcharge d'exploitation de Poteau de rive.....	32
Tableau II.14. Choix des sections des poteaux de rive.....	32
Tableau II.15. Surcharge d'exploitation de Poteau d'angle.....	34
Tableau II.16. Choix des sections des poteaux d'angle	35
Tableau II.17. Coffrages des poteaux par étage.....	35

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

Tableau III.1. Les sollicitations appliquées sur l'acrotère.....	39
Tableau III.2. Ferrailage de l'acrotère.....	40-41
Tableau III.3. Vérification à l'ELS.....	43
Tableau III.4. Ferrailage du Balcon.....	45
Tableau III.5. Vérification des contraintes.....	47
Tableau III.6. combinaison des charges de l'escalier.....	48
Tableau III.7. les moments fléchissant.....	48

Tableau.III.8. Ferrailage de l'escalier.....	51
Tableau.III.9. Vérification à l'E.L.S.....	53
Tableau.III.10. Vérification de la flèche de l'escalier.....	54
Tableau.III.11. Ferrailage de la poutre palière.....	57
Tableau.III.12. Vérification à l'E.L.S.....	58
Tableau.III.13. Combinaison des charges.....	66
Tableau.III.14. Les efforts internes.....	66
Tableau III.15.Tableau récapitulatif des efforts à une travée.....	67
Tableau III.16.Tableau récapitulatif des efforts à deux travées.....	67
Tableau III.17.Tableau récapitulatif des efforts à trois travées.....	68_69
Tableau III.18.Tableau récapitulatif des efforts à quatre travées.....	70
Tableau.III.19. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	70
Tableau III.20.Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	73
Tableau.III.21. Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	74
Tableau.III.22.tableau Récapitulatif du calcul de la flèche.....	80
Tableau III.23.Tableau récapitulatif dus ferrailage en travée (sens L_x).....	80
Tableau III.24. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y).....	80
Tableau III.25.Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.....	82
Tableau.III.26. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux .sens.....	85
Tableau III.27.Tableau récapitulatif dus ferrailage en travée (sens L_x).....	86
Tableau III.28. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y).....	86
Tableau III.29.Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.....	86
Tableau.III.30. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.....	88

Chapitre IV. Etude dynamique et sismique Partie Manuelle

Tableau IV.1. Estimation de la valeur du facteur de qualité.....	95-96
Tableau IV.2.Paramètres sismiques sans voiles.....	96-97

Tableau IV.3. Paramètres sismiques avec voiles.....	97
Tableau IV.4. La masse et centre massique de chaque niveau.....	102-103-104
Tableau IV.5. Rigidité et centre de rigidité du rez de chaussée.....	104-105
Tableau IV.6. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant.....	105-106
Tableau IV.7. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant.....	107-108
Tableau IV.8. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant.....	108-109
Tableau IV.9. Détermination de l'excentricité.....	109-110
Tableau IV.10. Participation massique des modes.....	113-114
Tableau. IV.11. La masse généralisée.....	115-116
Tableau. IV.12. Calcul des coefficients de participation modale.....	116
Tableau IV.13. Paramètres du spectre de réponse.....	116
Tableau.IV.14. Réponses modales maximales.....	117-118
Tableau IV.15. Les forces sismiques maximales pour chaque mode.....	118
Tableau IV.16. Les forces sismiques dans chaque niveau.....	118-119
Tableau IV.17. L'effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque niveau.....	119
Tableau IV.18. Vérification des déplacements inter étages.....	121
Tableau IV.19. Vérification l'effet P- Δ	121-122
Tableau IV.20. La masse et centre massique de chaque niveau sens x-x.....	123-124-125-126
Tableau IV.21.La masse et centre massique de chaque niveau sens y-y.....	127-128-129-130
Tableau IV.22. Rigidité et centre de rigidité du rez de chaussée x-x.....	131-132
Tableau IV.23. Rigidité et centre de rigidité du rez de chaussée y-y.....	132-133-134
Tableau IV.24. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant x-x.....	134-135
Tableau IV.25. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant y-y.....	135-136
Tableau IV.26. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant x-x.....	136-137-138
Tableau IV.27. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant y-y.....	138-139
Tableau IV.28. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant x-x.....	139-140
Tableau IV.29. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant y-y.....	140-141

Tableau IV.30. Détermination de l'excentricité x-x.....	142
Tableau IV.31. Détermination de l'excentricité y-y.....	142
Tableau IV.32. Participation massique des modes sens x-x.....	149-150
Tableau IV.33. Participation massique des modes sens y-y.....	151-152
Tableau.IV.34. Les masses généralisées sens x.....	153-154
Tableau.IV.35. Les masses généralisées sens y.....	154
Tableau.IV.36. Calcul des coefficients de participation modale sens x.....	154
Tableau.IV.37. Calcul des coefficients de participation modale sens y.....	155
Tableau IV.38. Paramètres du spectre de réponse.....	155
Tableau.IV.39. Réponses modales maximales sens x.....	156
Tableau.IV.40. Réponses modales maximales sens y.....	156
Tableau IV.41. Les forces sismiques maximales pour chaque modes sens x.....	156-157
Tableau IV.42. Les forces sismiques maximales pour chaque modes sens y.....	157
Tableau IV.43. Les forces sismiques dans chaque niveau sens x.....	157
Tableau IV.44. Les forces sismiques dans chaque niveau sens y.....	158
Tableau IV.45. L'effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque niveau sens x-x...	159
Tableau IV.46. L'effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque niveau sens y-y...	160
Tableau IV.47. Vérification des déplacements inter étages sens x-x.....	161
Tableau IV.48. Vérification des déplacements inter étages sens y-y.....	162
Tableau IV.49. Vérification l'effet P- Δ sens x-x.....	163
Tableau IV.50. Vérification l'effet P- Δ sens y-y.....	163

Chapitre V. Etude dynamique et sismique

Tableau V.1. Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.....	168
Tableau V.2. Vérification de la période du Modèle initial.....	170
Tableau V.3. Vérification des déplacements inter-étage du modèle initial étages Sens :x-x.	171
Tableau V.4. Vérification des déplacements inter-étage du modèle initial étages Sens :y-y.	171
Tableau V.5. Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.....	172

Tableau V.6.Vérification de la période du modèle final.....	175
Tableau V.7.Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens x-x.....	176
Tableau V.8.Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens y-y.....	176
Tableau V.9.Vérifications des Sollicitations normales modèle final.....	177
Tableau V.10.Vérification l'effet P- Δ du modèle final Sens x-x.....	178
Tableau V.11.Vérification l'effet P- Δ du modèle final Sens y-y.....	178
Tableau V.12. Vérification de la portance vis-à-vis l'effort vertical.....	179
Tableau V.13. Vérification de la portance vis-à-vis l'effort horizontal.....	179
Tableau.V.14 .vérification du renversement.....	181
Tableau. V.15. vérification du renversement.....	182

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau .VI.1. Situation durable.....	186
Tableau .VI.2. Situation accidentelle.....	186
Tableau VI. 3. Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr}).....	187
Tableau VI.4. Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr}).....	187
Tableau VI. 6. Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr}).....	188
Tableau VI.7. Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr}).....	188
Tableau VI. 9. Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr}).....	189
Tableau VI.10. Ferrailages des poteaux situation durable (M^{max}, N^{corr}).....	189
Tableau VI.12. Choix des armatures des poteaux carrés.....	190
Tableau VI.13. Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{max}, M^{corr}).....	191
Tableau VI.14. Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{max}, N^{corr}).....	191
Tableau VI.16. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	192-193
Tableau VI.17. Espacements maximales selon RPA99.V.2003.....	194
Tableau VI.18. Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	195
Tableau V.19. La longueur de recouvrement.....	195
Tableau VI.22. Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	199

Tableau VI.23. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	120
Tableau VI.24. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).....	200-201
Tableau VI.25. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	202
Tableau VI.26 Choix des armatures pour les poutres porteuses.....	201-202
Tableau VI.27. Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	202
Tableau VI.28 .Vérification de la contrainte de cisaillement.....	203
Tableau VI.29 Vérification des poutres porteuses.....	204-205
Tableau VI.30 Vérification des poutres non porteuses.....	205
Tableau VI.29. Vérification des poutres porteuses.....	206-207
Tableau VI.30 Vérification des poutres non porteuses.....	207
Tableau VI.31 Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	209
Tableau VI.32. Vérification de la flèche.....	210
Tableau VI.33. Caractéristique des voiles du sens x-x (RDC).....	225
Tableau VI.34. Caractéristique des voiles du sens y-y (RDC).....	225
Tableau VI.35. Les contraintes (RDC).....	225
Tableau VI.36. Choix d'armature des voiles du sens x-x(RDC).....	225
Tableau VI.37. Les contraintes (RDC).....	226
Tableau VI.38. Choix d'armature des voiles du sens y-y (RDC).....	226
Tableau VI.39. Vérification de l'effort tranchant des voiles	226
Tableau VI.40. Vérification de l'effort tranchant des voiles	227
Tableau VI.41. Caractéristique de l'ascenseur.....	227
Tableau VI.42. Les contraintes de l'ascenseur.....	227
Tableau VI.43. Choix d'armature de l'ascenseur.....	227

Chapitre. VII. Etude des fondations

Tableau VII.1. Effort normal appliqué sur les fondations.....	233-234
Tableau VII.2. Sections des semelles filantes.	235
Tableau VII.3. Contraintes sous le radier à l'ELU.....	242

Tableau VII.4. Vérification des contraintes à l'ELS.....	242
Tableau VII.5. Calcul des moments à l'ELU.....	244
Tableau VII.6. Calcul des moments à l'ELS.....	245
Tableau VII.7. Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.....	245
Tableau VII.8. Vérification des contraintes.....	245
Tableau VII.9.vérification des contraintes.....	246
Tableau VII.10. Ferrailage des nervures suivant x-x et y-y.....	246
Tableau.VII.11. vérification des contraintes à l'ELS.....	246
Tableau VII.12.vérification des contraintes.....	247
Tableau VII.13. Espacement des armatures transversales.....	248
Tableau VII.14. Choix des armatures transversales.....	248
Tableau VII.15. Ferrailage de panneau débord.....	252
Tableau VII.16. Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....	252

- A : Coefficient d'accélération de zone,.
- 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.
- j : Angle de frottement.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : 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
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur
- 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 a la base.
- I : Moment d'inertie.
- 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'age.
- f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'age.

- 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 général

Introduction générale:

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).
- Confort.
- Esthétique.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Introduction générale

Dans le cadre de ce projet, nous travaillons sur une comparaison entre le calculer manuelle par un système discret (brochette) et le calculer automatique par logiciel ETABS Version 9.7.0 d'un bâtiment en béton armé à usage multiple, composé de six étages, wilaya de **Ain Defla** .

Le travail est constitué de sept chapitres

- ✓ Le Premier chapitre est une présentation de l'ouvrage étudié et ses caractéristiques géométriques, ainsi que les propriétés mécaniques des matériaux (acier-béton) et les différentes hypothèses de calcul utilisées en béton armé.
- ✓ Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (Poteaux, poutres et voiles), et non structuraux ;l'évaluation des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, la descente des charges.
- ✓ Le ferrailage des éléments non structuraux (acrotère, planchers, escaliers, balcon, dalle plein et ascenseur) fait l'objet du troisième chapitre.
- ✓ Nous présentons au quatrième chapitre l'étude dynamique et sismique manuellement par et un système discret (brochette) et le choix de la méthode de calcul.
- ✓ Nous présentons au cinquième chapitre l'étude dynamique et sismique automatiquement, nous avons utilisé le logiciel de calcul des structures ETABS, pour déterminer les sollicitations.
- ✓ Le ferrailage des éléments structuraux (poutres, poteaux et voiles) a été présenté au chapitre six.
- ✓ Le choix de type de fondation nécessaire pour fonder notre structure, et le ferrailage de fondation est présenté au dernier chapitre.

Et on termine notre étude, par une comparaison entre le calculer manuelle et automatique de ce projet, conclusion générale et une liste des références bibliographiques utilisées.

CHAPITRE I. PRESENTATION DU PROJET

I. Présentation du projet

I.1. Introduction :

L'étude de ce projet comprend la partie conception et calcul des éléments tels que Poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escalier, acrotère, ...) et les fondations, ainsi que l'étude dynamique de la structure, qui permet d'évaluer son comportement dynamique lors d'un séisme. Le calcul sera fait conformément aux Règles Parasismiques Algériennes « **RPA99 modifié en 2003** » et aux règles de béton armé en vigueur (**BAEL91** et **CBA93**) et moyennant le logiciel de calcul **ETABSE**.

L'objectif de ce chapitre est de présenter les données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la forme géométrique et les propriétés des matériaux.

I.2. Caractéristiques de l'ouvrage :

I.2.1. Dimensions en élévation :

- Hauteur de RDC.....H=3.23m.
- Hauteur des étages courantsH=3.04m.
- Hauteur totale (sans l'acrotère).....H=21.47m.
- Hauteur de l'acrotèreH=0,6m.

I.2.2. Dimensions en plan :

- La Largeur r totale suivant (X-X):.....H=20.35m.
- La Longueur totale suivant (Y -Y).....H=25.75 m.

I.2.3. Données du site :

Le projet consiste à étudié les éléments d'une structure d'un bâtiment en béton armé à usage multiple, Le RDC à usage de commercial et habitation, les autres niveaux pour l'habitation. Le bâtiment est composé d'un **RDC+ 6 étages**. Cet ouvrage était implanté à la région « **AIN DEFLA** » qui est classée en zone de sismicité moyenne (**zone IIb**) selon le **RPA99 modifié en 2003**.

Selon le laboratoire qui est chargé par l'étude géotechnique du sol, le terrain d'assise de l'ouvrage est considéré comme un site meuble (S3), ainsi que la contrainte admissible du sol $\sigma^- = 2 \text{ bars}$.

I.2.4. Mise en évidence de notre tâche :

La mission qui nous a été confiée était de calculer manuellement les contraintes subies par la construction et modéliser la structure sur un logiciel de **Extended three Analysis of Building systems version 9.7.0.(ETABS)** , de vérifier le dimensionnement de contreventement à tous les niveaux , et de dimensionner le système de fondation, tous cela en respectant la réglementation en vigueur en Algérie (**CBA93, RPA99 modifié en 2003**)

I.2.5. Classification du bâtiment :

Selon le (**RPA99 modifié en 2003**) le groupe d'usage de notre ouvrage est de type courant ou d'importance moyenne puisqu'il est classé dans le groupe **I**b**** et sa hauteur est inférieure à 48 m.

1.3. Conception de la structure :

I.3.1. Planchers :

Nous avons opté pour deux types de plancher :

- a) plancher à corps creux.
- b) plancher en dalle pleine.

a) Planchers à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé espacées de 65cm, de corps creux en béton expansé (hourdis) et d'une table de compression de faible épaisseur en béton armé.

On utilise ce type de plancher pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes.
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

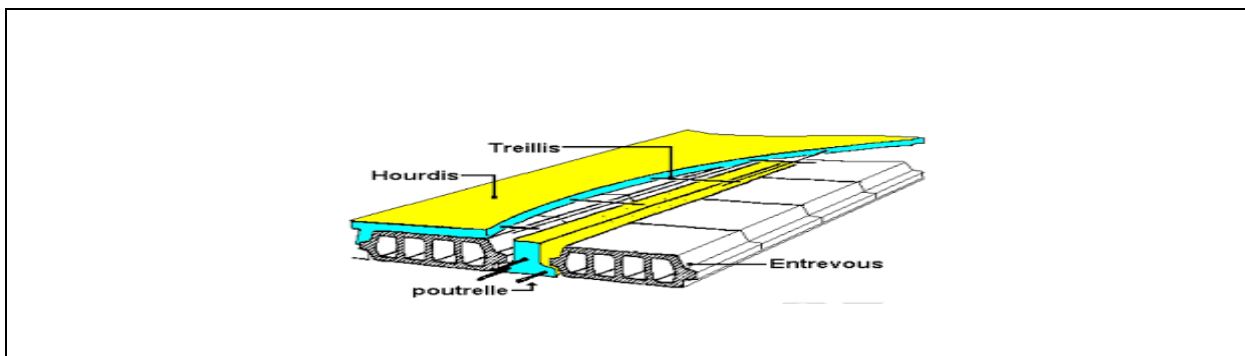


Figure. I.1.Plancher à corps creux**b) Planchers dalle pleine :**

Actuellement une très large utilisation dans la construction d'immeuble à plusieurs étages et pour les habitations privées, Ce complexe de matériaux permet des réalisations économique .Certaines parties des planchers ne peuvent pas être en corps creux, donc ils sont prévus en dalle pleine.

Nous avons opté pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- Facilité de mise en place.
- Raison économique. (économie du coffrage et main d'œuvre).
- Plus légère que le plancher en corps creux.
- Une très bonne isolation thermique et phonique.

I.3.2. Les balcons :

Les balcons sont réalisés en dalle pleine en béton armé

I.3.3.Acrotère :

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment encastré au niveau plancher terrasse.

Dans notre projet, on a acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.

I.3.4.Terrasse :

Il existe un seul type de terrasses :qui est une terrasse inaccessible.

I.3.5.Poutres :

L'ensemble des poutres composant les différents planchers sont :

- Des poutres porteuses.
- Des poutres non porteuses.

1.3.6. Poteaux :

Dans notre cas on propose des poteaux carrés.

I.3.7. Escaliers :

Le bâtiment comporte une cage d'escalier du RDC au 6ème étage, l'escalier était constitué de trois volées droites et deux paliers, réalisés en béton armé, servent à relier les planchers de tous les étages, afin d'assurer la bonne circulation des usagers.

I.3.8 .Ascenseur :

Le bâtiment comporte un ascenseur de RDC au 6ème étage, serve à faciliter le déplacement vertical des personnes entre les différents niveaux.

I.3.9. Maçonnerie :

La maçonnerie de notre structure sera exécutée en brique creuse.

- Murs extérieurs (façade) sont constitués en double cloisons
 - brique creuse de 15cm d'épaisseur.
 - lame d'air de 10cm d'épaisseur.
 - Brique creuse de 10cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.3.10. Renversement :

- Faïence en céramiques recouvrant les murs dans les salles d'eau.
- Carrelage de **2cm** pour les différents planchers et escaliers.
- Enduit de plâtre de **2cm** pour les cloisons et plafonds.
- Mortier de ciment pour le crépissage des façades extérieures.

I.4. Caractéristiques des matériaux :

I.4.1. Béton :

Le béton est un matériau composite constitué de granulats durs de diverse dimension (sable +gravier), des constituants minéraux actifs sont les liants (le ciment), d'eau, et éventuellement des adjuvants pour améliorer certaines caractéristiques à l'état frais qu'à l'état durci, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

a. Compositions :

La composition courante à titre indicatif de 1m^3 de béton est:

- 350 kg de ciment CFG 325
- 400 L de sable $D_g \leq 5 \text{ mm}$
- 800 L de gravillon $5\text{mm} \leq D_g \leq 25 \text{ mm}$
- 175 L d'eau de gâchage.

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

- une résistance mécanique élevée.
- un retrait minimum.
- une bonne tenue dans le temps (Durabilité).

b. Caractéristiques physique et mécaniques du béton :

➤ **Masse Volumique :**

La masse volumique des bétons armé est 2500 kg/m^3 . Cette masse volumique peut augmenter avec la mode de mise en œuvre, en particulier avec la vibration. On prendra dans notre cas une masse volumique de 2500 kg/m^3

➤ **Coefficient de dilatation α :**

Sa valeur moyenne est sensiblement le même pour les deux matériaux :

Pour l'acier ($\alpha = 11 \times 10^{-6}$).

Pour le béton ($\alpha = 10 \times 10^{-6}$).

➤ **Résistance du béton :**

-Résistance caractéristique à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

La résistance du béton est obtenue par un grand nombre d'essai de compression jusqu'à rupture sur les éprouvettes normalisée cylindrique de 16cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, les résistances à la compression du béton à « j » jours d'âge sont donnée en fonction de f_{c28} par les formules suivantes:

- si $j < 28$ jours :

$$\text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa : } f_{cj} = (j * f_{c28}) / (4.76 + 0.83 * j) \dots\dots(1)$$

$$\text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa : } f_{cj} = (j * f_{c28}) / (1.40 + 0.95 * j) \dots\dots(2)$$

- Si $j > 28$ jours : $f_{cj} = f_{c28}$

pour le cas de notre projet

f_{c28} est égale à 25 MPa.

-Résistance à la traction :

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

1. Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction par flexion.

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} ». Elle est définie conventionnellement pour les valeurs de $f_c < 40$ Mpa à l'âge j jours par le (BAEL91) avec la formule :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06.f_{cj} \dots \dots \dots (3)$$

Pour notre cas \longrightarrow $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ $f_{tj} = 2,1 \text{MPa}$

c. Module de Déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou module de déformation longitudinale; il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application :

➤ **Module d'élasticité instantanée :**

Il est mesuré à partir des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures selon le (BAEL91) avec la formule (4).

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{ij} : \text{en MPa}) \quad \dots \dots \dots (4)$$

➤ **Module d'élasticité différée (très longue durée) :**

Il est mesuré à partir de la considération dans les calculs des déformations l'effet du retrait et du fluage selon (BAEL91) par la formule.

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3} \dots \dots \dots (5)$$

Pour notre cas :
 $f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164.20 \text{MPa} \\ E_{vj} = 10721.40 \text{MPa} \end{cases}$

d. Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson est le rapport entre la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative. Sa valeur varie de 0.15 à 0.30 ; il est d'autant plus élevé que le béton est plus jeune ou moins résistant le **(BAEL91)** donner la valeur de Coefficient de Poisson. On le prendre en général égal :

- $\nu = 0,20$ pour le calcul des déformations (E.L.S).
- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations (E.L.U).

e. Contraintes limites de calcul :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas). On distingue deux sortes d'état limite :

1. Etat limite ultime ELU : L'état limite ultime ELU correspondant à

- la perte de l'équilibre statique de la construction (basculement)
- la perte de la résistance de l'un des matériaux (rupture)
- la perte de la stabilité de forme (flambement)

2. Etats limite de service (ELS) :

L'état limite de service définit les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés. Il se traduit par les états limites suivantes :

- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation.

e.1. contraintes limites à l'état limites ultime (ELU) :

La contrainte limite du béton en compression selon le **(BAEL91)** (est donnée par la formule (6).

$$\sigma_{bu} = (0.85 \times f_{c28}) / \gamma_b \dots\dots\dots (6)$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton. La contrainte limite ultime est donnée par la **(figure. I.2)** :

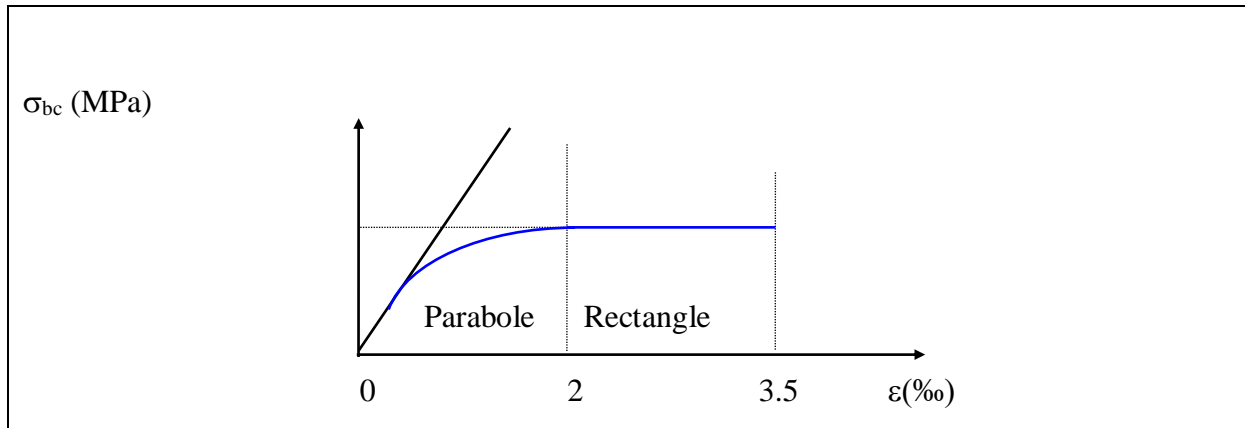


Figure. I.2. Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU

e.2. contraintes limites à l'état limites de services (ELS) :

La contrainte limite de service est donnée par la (figure. I.3)

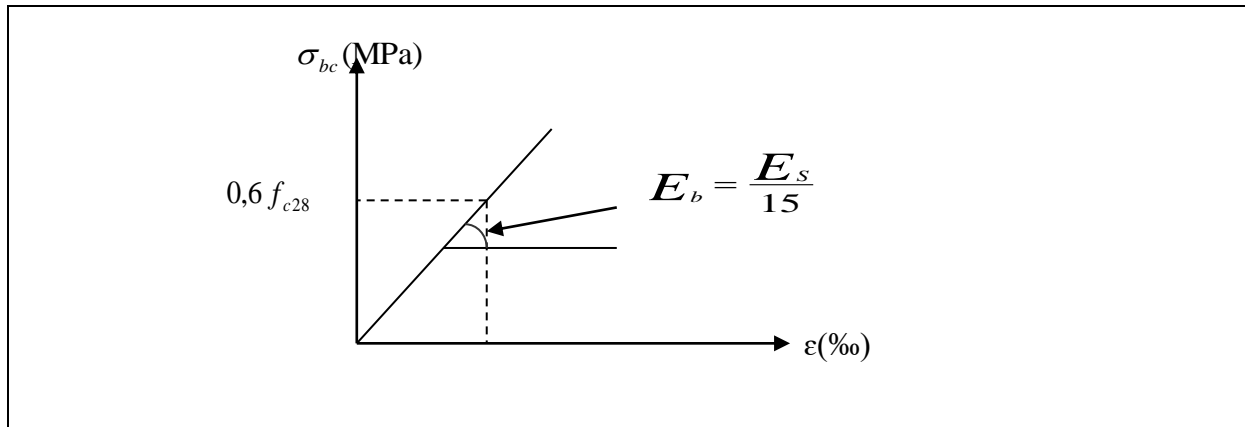


Figure. I.3. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

I.4.2. Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression.

Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène

Les armatures utilisées sont de types :

- Barres à haute adhérences (HA) : F_eE40
- Treillis soudés (TS) : TLE52 Ø = 5 mm pour les dalles.

1. Limite d'élasticité de l'acier :

La caractéristique la plus importante des aciers est la limite d'élasticité f_e cette valeur est donnée par le (tableau I.1) suivant :

Tableur I.1 : caractéristiques des Aciers

Type	Désignation	Limite élastique (MPa)	Allongement	Contrainte de Rupture (MPa)
Barre à haute adhérence	FeE400	400	14	490
Fils très filés lisse	Ø>6mm	500	14	580

2. Module d'élasticité de l'acier :

D'après le (BAEL91) le Module d'élasticité de l'acier sera pris égale à :

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

3. Contrainte limite de l'acier :

3.1. Contraintes limites à l'état Limite Ultime (ELU) :

On adopte les diagrammes contraintes déformations (**Fig. I.4**) suivant :

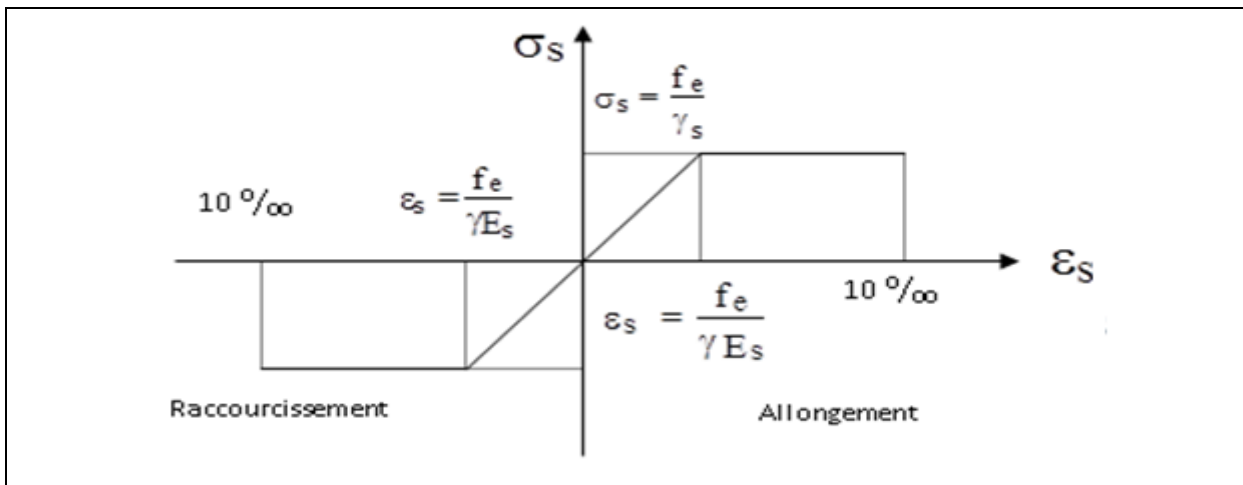


Figure I.4: Diagramme contraintes –déformations de l'acier à L'ELU

f_e : Contrainte limite élastique.

σ_s : Contrainte de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur :

$\gamma_s=1,15$ cas des situations durables ou transitoires.

$\gamma_s=1,0$ cas des situations accidentelles.

ε_s : allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$, $\xi_{es} = \frac{fe}{E_s \gamma_s}$

3.2. État Limite service (ELS) :

d'après le (BAEL 91)

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
2. Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; 150\eta)$ (MPa)
3. Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; 110\eta)$ (MPa)

Avec :

- η : Coefficient de fissuration tels que :
- $\eta = 1.0$ pour des aciers ronds lisses.
- $\eta = 1.6$ pour des aciers de H.A.

I.5. Hypothèses de calcul :

Dans la plupart des structures, certaines parties sont soumises à des contraintes de Compression et d'autres à des contraintes de traction. le béton est un matériau qui résiste bien en compression mais très mal en traction, alors que l'acier y résiste très bien à la compression. D'où l'idée de placer des barres d'acier dans les zones où se produisent des efforts de traction dirigées dans le sens de ces efforts, on pourra donc voir apparaître dans ces zones des microfissures du béton sous l'effet des contraintes de traction mais les aciers empêcheront les fissures de s'ouvrir et prendront seuls à leur compte les efforts de traction. Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

I.5.1.État limite ultime (ELU) :

- Du fait de l'adhérence, l'armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- La résistance du béton tenu est négligée.
- Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée limité à :
- - En flexion $\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$
 - En compression simple $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$
- L'allongement relatif de sar matures les plus tendues, supposées en leur centre de gravité, est limité à 10‰
- Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A,B,C (la règle des trois pivots).
- Les sections planes restent planes après déformation (**Hypothèse de BERNOULLI**).
- Il n'y a pas de glissement entre le béton et les armatures.

I.5.2. État limite de service (ELS) :

A l'état limite de service, les calculs sont faits en cas de fissuration préjudiciable ou très préjudiciable, les hypothèses sont les suivantes :

- Conservation des sections planes.
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- Par convention, le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$
- La résistance du béton à la traction est négligeable.

Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.

I.6. Conclusion :

La structure fait objet de 19 logements promotionnels en R+6 implanté à AINDEFLA. Sur un site meuble de contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2bars$. Le béton utilisé dans ce projet est de classe C25 et de Module d'élasticité instantanée égale à 32164.20 MPa, L'acier utilisé est de type haut adhérences et de Module d'élasticité égale à 2.10^5 MPa .

Chapitre II. Pré-dimensionnement et descente des charges

II. Pré-dimensionnement et descente des charges

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape très importante dans un projet de génie civil.

En se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur, notamment **RPA99 modifié en 2003**, **BAEL** et **CBA** qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. Pré dimensionnement de planchers

Définition

Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (mobilier, véhicule, personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements de sol, chauffage flottante...). Il les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent à leur tour aux fondations.

Suivant le niveau du plancher dans la construction, il devra être soit isolé thermiquement (VS ou Haut niveaux chauffés).

Dans notre projet on trouve

- plancher a corps creux : composé de poutrelles, dalles de compression et de corps creux (hourdis).
- plancher a dalles pleines.

II.2.1. Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est parmi les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment, il est composé de poutrelles, d'hourdis et une dalle de compression.

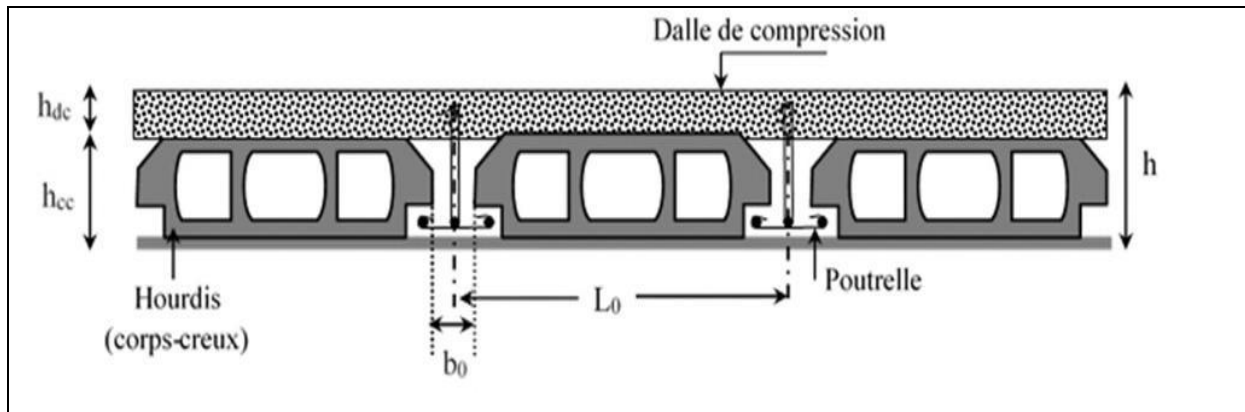


Figure .II.1 : coupe transversale sur un plancher à corps creux

Avec :

$h_t = h_{dc} + h_{cc}$: hauteur totale du plancher.

h_{dc} : hauteur de la dalle de compression.

h_{cc} : hauteur de l'hourdis (corps creux).

b_0 : largeur de la nervure.

b : distance entre axe des poutrelles.

a) L'épaisseur du plancher

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

suiuante : $\frac{L}{25} \leq e_t \leq \frac{L}{20}$ et $e_t = d + e$

avec :

e_t : épaisseur du plancher,

e : épaisseur de dalle de compression,

d : la hauteur de corps creux,

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

On a :

$$L = 4,5\text{m}$$

$$\frac{485}{25} \leq h_t \leq \frac{485}{20}$$

$$\text{Donc : } 19.4 \text{ cm} \leq h_t \leq 24.25 \text{ cm}$$

On prend :

$$h_t = 25 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur : $h_t = 20 + 4$

Epaisseur du corps creux = 20cm

Epaisseur de la dalle de compression = 4cm

b) Les poutrelles

La section transversale de la poutrelle assimilée à une section en « T ».

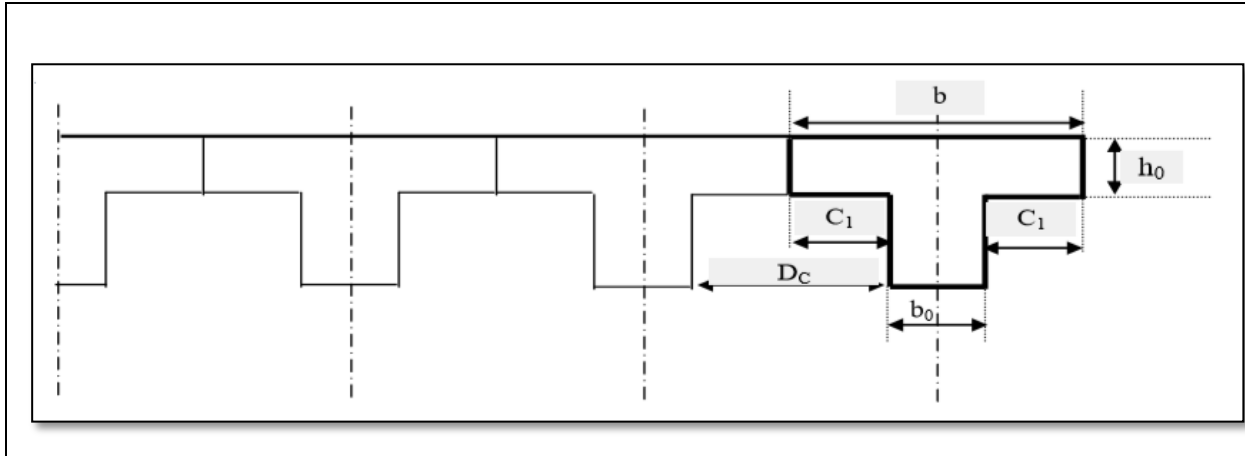


Figure. II.2. Dimension des poutrelles

La largeur de la poutrelle : $b = b_0 + 2 c_1$ avec : $b_0 = 12 \text{ cm}$

Le corps Creux utilisé pour ce plancher : $DC = 53 \text{ cm}$

$$C_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{D_c}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ \frac{L_{max}}{10} = \frac{475}{10} = 47.5 \text{ cm} \\ (6; 8)h_0 = 24 \text{ à } 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend : $C_1 = 26,5 \text{ cm}$

D'où $b = 65 \text{ cm}$

II.2.2. Dalles pleines

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux). Le pré dimensionnement des dalles dépend souvent des conditions d'utilisation que des conditions de résistance. Ainsi, il est d'usage de prendre en compte les valeurs suivantes :

$h \geq \frac{l_x}{20}$ Pour les dalles sur appuis simples avec $\frac{l_x}{l_y} > 0,4$

$\frac{l_x}{30} \geq h \geq \frac{l_x}{40}$ Pour les dalles continues avec $\frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$

$$\frac{l_x}{35} \geq h \geq \frac{l_x}{45} \text{ Pour les dalles continues avec } 0,4 < \frac{l_x}{l_y} < 1$$

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle.

lx : la petite portée de la dalle .

ly : la grande portée de la dalle .

Les dalles pleines existant dans notre structure sont des balcons.

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{290}{500} = 0.58 \geq 0.4 \rightarrow 6.44cm \leq h \leq 8.29cm$$

L'épaisseur minimale est portée à 20 cm afin de respecter la réglementation acoustique et éviter les risques de poinçonnement et de fragilité vis-à-vis de l'effort tranchant, cette épaisseur permet également d'éviter les vérifications de déformation.

II.3. Evaluation des charges:

La descente de charge a pour but la détermination de charges et surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.3.1. Plancher terrasse

a. plancher en corps creux

Tableau II.1. Valeurs de différents chargements de plancher terrasse inaccessible

N	Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.04	20	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3	Forme de pente	0.12	22	2.64
4	Liège (isolant)	0,04	4	0,16
5	Plancher (20+4)	0.20+0.04	-	3.30
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				7.03
Charge d'exploitation Q				1.0

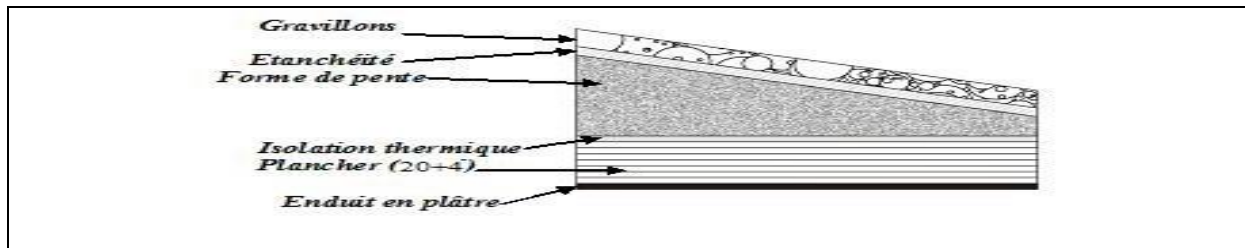


Figure II.3. Coupe du plancher terrasse à corps creux

II.3.2 .Plancher étage courant

Tableau II.2. Valeurs de différents chargements de plancher courant (corps creux).

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids Surfaccique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher (20+4)	0.20+0.04	-	3.30
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de distribution	0.10	-	1,00
Charge permanente G				5,66
Charge d'exploitation Q				1.50

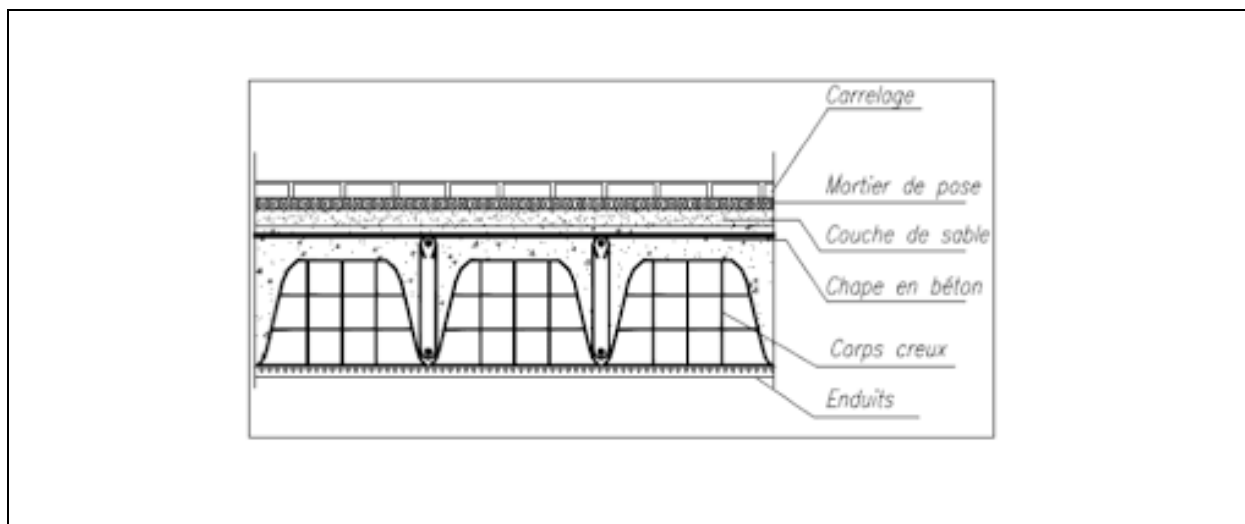


Figure II.4. Coupe du plancher courant à corps creux

II-3-3 – Maçonnerie

Murs extérieurs (doubles cloisons)

Tableau II.3. Valeurs de différents chargements de mur double cloison.

N	Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	-	0.90
3	Lame d'air	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.15	-	1.3
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				2.76

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture

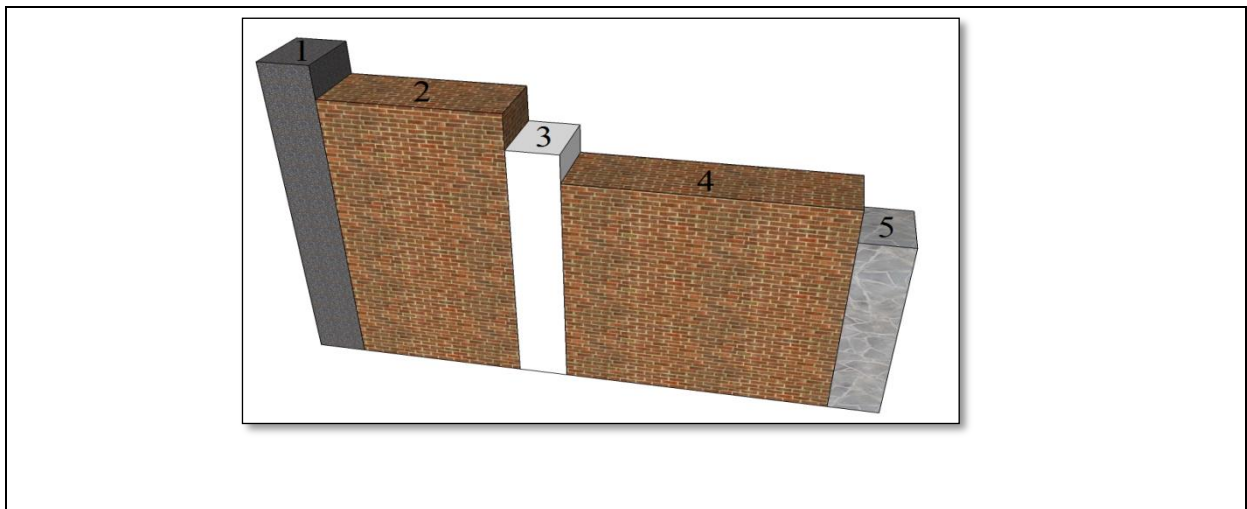


Figure II.5. Constituants d'un mur extérieur

II-3.4 Dalles pleines

a-Charge permanente

Tableau II.4. Valeurs de différents chargements dedalles pleines.

N	Composante	Epaisseur (m)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.2	25	5
5	Enduit en ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente G				6,52

b- Charge d'exploitation

$Q = 1 \text{ KN/m}^2$ (plancher terrasse)

$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$ (plancher courant)

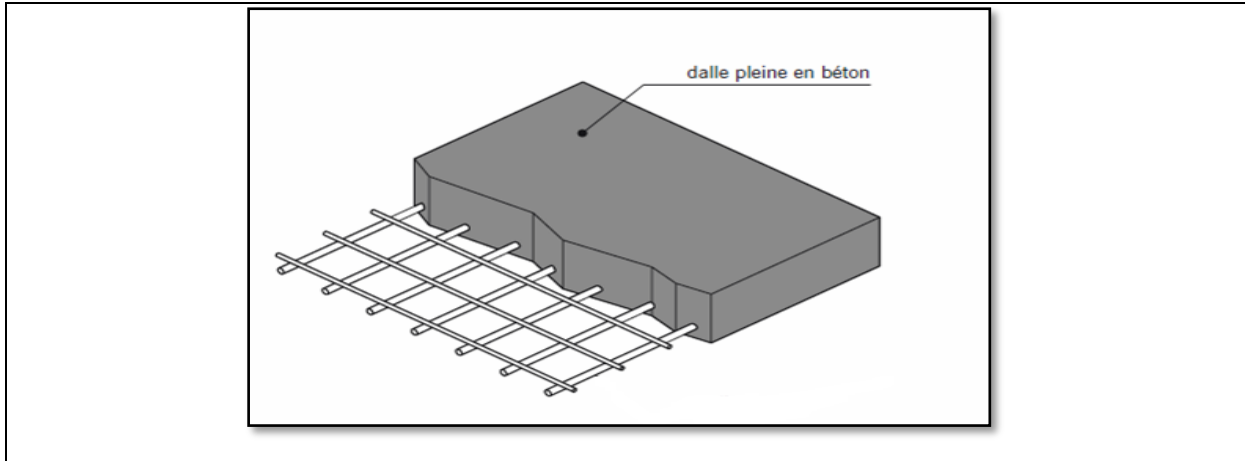


Figure II.6. Coupe du plancher a dalle pleine

II.3.5. Acrotère

a- Charges permanentes

- Poids propre :

$$G1 = 25 \times S$$

S : surface latérale de l'acrotère.

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,07 \times 0,10) + (0,03 \times 0,10) / 2 = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G1 = 0,069 \times 25 = 1,73 \text{ kN/ml.}$$

Enduit en ciment (2cm) :

$$G2 = 18 \times 0,02 \times P$$

P : périmètre de la section de l'acrotère

$$P = 1,47 \text{ m}$$

$$G2 = 18 \times 0,02 \times 1,47 = 0,53 \text{ kN/ml.}$$

Charges permanentes → $G = 2,26 \text{ kN/ml}$

Charges d'exploitation → $Q = 1 \text{ kN/ml}$

II.3.6. Escaliers

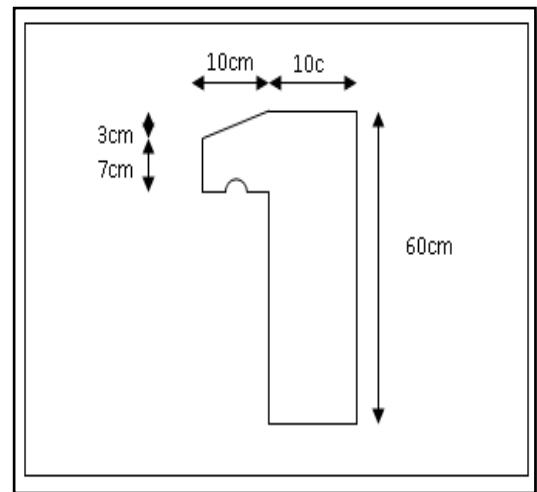


Figure II.7. Dimension de l'acrotère

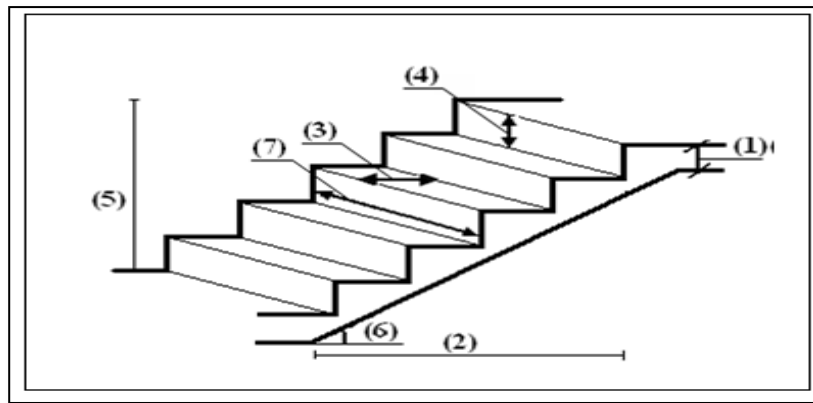


Figure II.8. Les éléments d'escalier

- (1) : e (Epaisseur du palier de repos)
 - (2):L(projection horizontale de paillasse)
 - (3) : g (Giron)
 - (4) : h (Hauteur de la contre marche)
 - (5) : H (Hauteur de la volée)
 - (6) :(Inclinaison de la paillasse)
 - (7) :(Emmarchement)
- He : Hauteur d'étage

➤ **Les Caractéristiques techniques**

➤ **Etages courants**

Hauteur : He=3,23 m .

h=17cm

g=30 cm

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 64) \text{ cm} \\ (16 \leq h \leq 18) \text{ cm} \\ (27 \leq g \leq 33) \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \\ g = 30 \text{ cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

• **L'inclinaison de la paillasse**

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{102}{150} = 0.68 \Rightarrow \alpha = 34^\circ$$

Alors :

$$l_p = \frac{1.5}{\cos 34} = 1.81\text{m}$$

II.3.6.1. volée

La volée de l'escalier est assimilée à une dalle simplement appuyée des deux cotés.

L'épaisseur de la paillasse est comprise entre :

$$L/30 < e_p < L/20 \quad \text{On a : } l = l_p + 1.3 + 1.3 = 1.81 + 1.30 + 1.30 = 4.41\text{m}$$

$$\Rightarrow 441/30 < e_p < 441/20$$

$$14.7 < e_p < 22.05$$

On prend : **$e_p = 15\text{cm}$**

Schéma de l'escalier

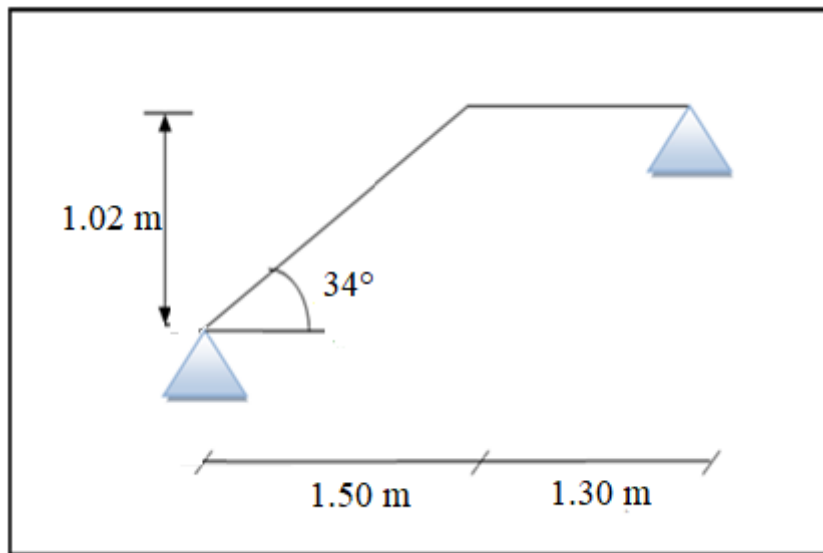


Figure II.9. Schéma de l'escalier

Tableau II.5. Valeurs de différents chargements de volée

Chargement	Poids volumique (kN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (kN / ml)
Poids propre de volée : e=15cm	25	$1 \times 0,15 / \cos 34^0$	4.52
Poids propre du contre marche :	22	$1 \times 0,17 / 2$	1.87
Carrelage horizontal : e= 2cm)	22	$0,02 \times 1$	0,44
Mortier de pose horizontal (e = 2cm)	20	$0,02 \times 1$	0,40
Carrelage vertical (e =2cm)	22	$0,02 \times 1$	0,44
Mortier de pose vertical (e = 2cm)	20	$0,02 \times 1$	0,40

Enduit en ciment (e =2cm)	18	0,02 × 1	0,36
Poids du garde-corps	/	/	1,00
Charges permanentes			G=9.43
Charge d'exploitation			Q=2.50

II.3.6.2 Palier

Tableau II.6. Valeurs de différents chargements de Palier

Chargement	Poids volumique (kN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (kN / m)
Poids propre du palier (e=15cm)	25	0,15 × 1	3.75
Carrelage (e= 2cm)	22	0,02 × 1	0.44
Mortier de pose (e = 2cm)	20	0,02 × 1	0.40
Enduit en ciment (e =2cm)	18	0,02 × 1	0.36
Charge permanent			G=4.95
Charge d'exploitation			Q=2.50

II.3.7. Dalle machine

II.3.7.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

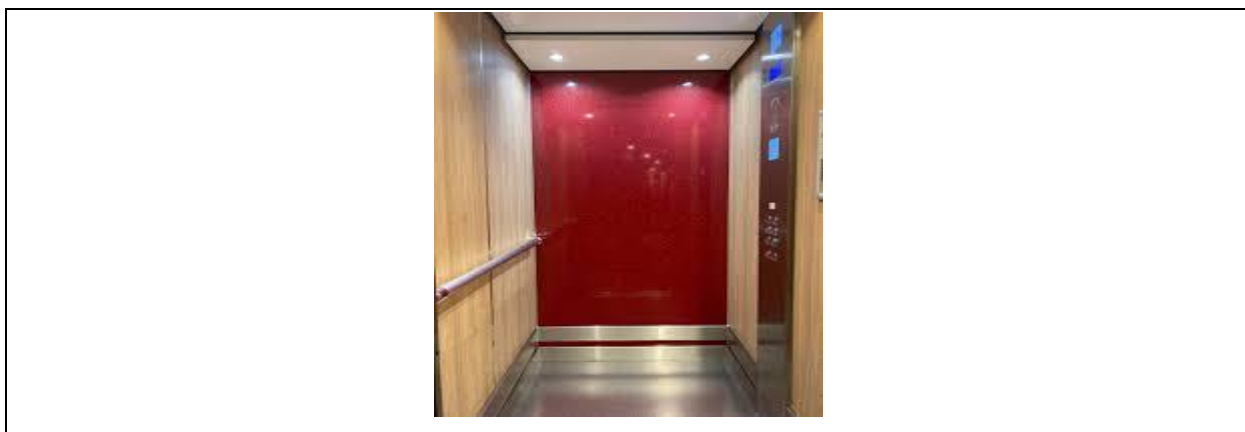


Figure II.10.ascenseur

II.3.7.2prédimensionnement

La dalle d’ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

-Classification : ascenseur de **classe I** (pour les bâtiments a usage d’habitation) , **Groupe 1** de type 400 (charge nominale 400 kg)

-Capacité : 400 kg (5 personnes)

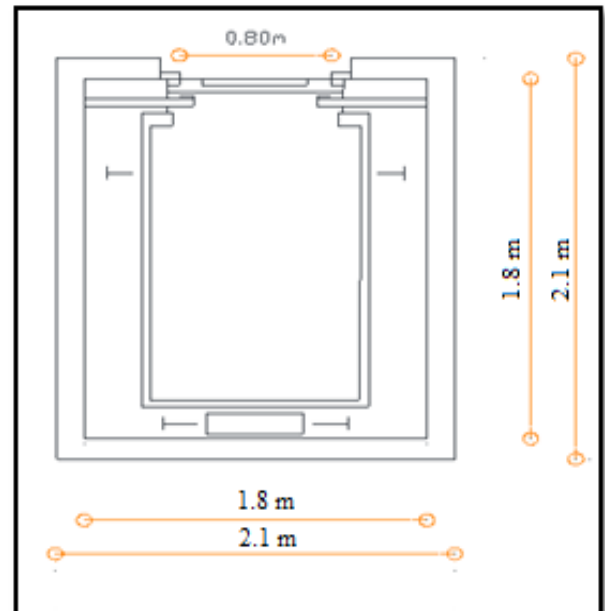


Figure II.11. Dimension de l’ascenseur

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{210}{50} \leq e \leq \frac{210}{40}$$

$$4.2cm \leq e \leq 5.25 cm$$

b. Condition de l’E.N.A :

L’entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) préconise que l’épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25cm$

On prend : $e=25cm$

Tableau II.7. Valeurs de différents chargements de la dalle machine.

Chargement	Poids volumique	Epaisseur	La charge
------------	-----------------	-----------	-----------

	(kN / m ³)	(m)	(kN / m ²)
Poids propre de la dalle	25	0,25	6,25
Poids de la machine supportée	-	-	40,00
Charges permanentes			G=46,25
Charge d'exploitation			Q=5.00

II.3.8. Balcon

On général le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

- $e \geq L/10 = 12\text{cm}$ avec $L_{\max} = 1,2\text{m}$

On prend : **e = 17 cm.**

Tableau II.8. Valeurs de différents chargements de la dalle

Chargement	Poids volumique (kN / m ³)	Épaisseur (m)	La charge (kN / m ²)
Poids propre de la dalle (e=15cm)	25	0.17	4.25
Carrelage (e=2cm)	22	0.02	0,44
Mortier de pose (e=2cm)	20	0.02	0,40
Enduit en plâtre (e=2cm)	10	0.02	0,20
Lit de sable	18	0.02	0.36
Charges permanentes			G=5.65
Charge d'exploitation			3.50

II.4. Pré dimensionnement des portiques

II.4.1. 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.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par BAELet vérifiées par la suite selon le RPA.

a) Les poutres principales (porteuses)

$$\frac{l^{max}}{15} \leq h \leq \frac{l^{max}}{10}$$

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

Avec :

Lmax : la portée la plus grande des poutres

h : la hauteur de la section

b : la largeur de la section.

On a: L = 5.4m.

$$\frac{540}{15} \leq h \leq \frac{540}{10} \Rightarrow 36 \leq h \leq 54 \quad \text{on prend: } \underline{\underline{h = 50cm.}}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 15 \leq b \leq 35 \quad \text{on prend: } \underline{\underline{b = 30cm.}}$$

Vérification selon RPA99 modifié en 2003 [1]:

- $b \geq 20\text{cm.}$ $\square b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $h \geq 30\text{cm.}$ $\square h = 50\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- $h/b \leq 4$ $\square h/b = 1,66 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$

b) Les poutres secondaires (nonporteuses) :

$$\frac{l^{max}}{15} \leq h \leq \frac{l^{max}}{10}$$

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

Avec :

Lmax : la portée la plus grande des poutres

h : la hauteur de la section

b : la largeur de la section.

$$\text{On a: } L = 5.15\text{m.} \Rightarrow \frac{515}{15} \leq h \leq \frac{515}{10} \Rightarrow 34.33 \leq h \leq 51.5 \quad \text{on prend: } \underline{\underline{h = 40cm.}}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 38 \quad \text{on prend: } \underline{\underline{b = 30cm.}}$$

Vérification selon RPA99 modifié en 2003 :

- $b \leq 20\text{cm}$. $\square b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ C.V
- $h \leq 30\text{cm}$. $\square h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ C.V
- $h/b \leq 4$ $\square h/b = 1,33 < 4$ C.V

Remarque :

En prendre les deux poutres secondaire que support la dalle plein de dimension 30x50 cm² pour éviter le risque de poinçonnement

II.4.2. Pré dimensionnement des poteaux

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 :

$$N_u \leq \alpha \times ((B_r \times (f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b) + (A \times f_e / \gamma_s)) \dots \dots (1)$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

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

γ_s : Coefficient de sécurité de l’acier tel que .

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

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

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

Q : surcharge d’exploitation qui sollicite le poteau.

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

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

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

λ : L’élancement 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 (Ici on prend f_{c28}= 25 MPa)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend f_e = 400 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 rectangulairesB_r = (a - 0,02) (b - 0,02) m²

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

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

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

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{B} = 1\%$$

Alors :

Br = 0,066 Nu avec : Nu = 1,35G + 1,5Q

Br = (a - 0, 02) (b - 0, 02); On a: a=b ⇒ Br = (a - 0, 02)²

Loi de dégression :

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 0,5Q (Charge d'exploitation).

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.

Q₀ : la structure d'exploitation sur la terrasse.

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

Tableau II.10. Dégression des surcharges

Niveau des Planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharg
Niveau 1	Q0	$\Sigma 0=Q0$	1
Niveau 2	Q1	$\Sigma 1=Q0+Q1$	2.5
Niveau 3	Q2	$\Sigma 2=Q0+0,95(Q1+Q2)$	3.85
Niveau 4	Q3	$\Sigma 3=Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)$	5.05
Niveau 5	Q4	$\Sigma 4=Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)$	6.1
Niveau 6	Q5	$\Sigma 5=Q0+0,8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)$	7
Niveau 7	Q6	$\Sigma 6=Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)$	7.75

II.4.2.1.Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau:

A. Poteau central:

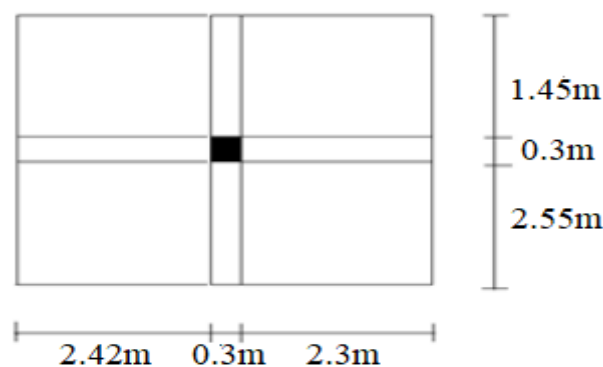


Figure II.12. Schéma de poteau central

$S1=13.02m^2$

$S=5.87 m^2$

$S_T=21.61m^2$

• **Charges permanente :**

Niveau1 (T)	Poids plancher terrasse	$G_{PT}=7,03 \times 18.88=132.73kN$
	Poids des poutres porteuse	$G_{PP}=0,50 \times 0,30 \times 4 \times 25=15kN$
	Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP}=0,40 \times 0,30 \times 2.3 \times 25=6.9kN$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,50 \times 0,30 \times 2,42 \times 25 = 9,08 \text{ kN}$
 Poids du poteau $G_P = 0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3,04 = 12,16 \text{ kN}$
 $G_1 = 175,86 \text{ kN}$

Niveau 2, 3, 4, 5 et 6: Poids plancher courant (corps creux) $G_{Pc} = 5,66 \times 13,02 = 73,69 \text{ kN}$

Poids plancher courant (dalle plein) $G_{Pc} = 6,52 \times 5,87 = 38,24 \text{ kN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP} = 0,50 \times 0,30 \times 4 \times 25 = 15 \text{ kN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP} = 0,40 \times 0,30 \times 2,3 \times 25 = 6,9 \text{ kN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP} = 0,50 \times 0,30 \times 2,42 \times 25 = 9,08 \text{ kN}$

Poids du poteau $G_P = 0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3,04 = 12,16 \text{ kN}$

$G_2 = 155,06 \text{ kN}$

Niveau 7 : Poids plancher courant (corps creux) $G_{Pc} = 5,66 \times 13,02 = 73,69 \text{ kN}$

Poids plancher courant (dalle plein) $G_{Pc} = 6,52 \times 5,87 = 38,24 \text{ kN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP} = 0,50 \times 0,30 \times 4 \times 25 = 15 \text{ kN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP} = 0,40 \times 0,30 \times 2,3 \times 25 = 6,9 \text{ kN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP} = 0,50 \times 0,30 \times 2,42 \times 25 = 9,08 \text{ kN}$

Poids du poteau $G_P = 0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3,23 = 12,92 \text{ kN}$

$G_3 = 155,83 \text{ kN}$

- Charges d'exploitations :

Tableau II.11. Surcharge d'exploitation de Poteau central

Niveaux	Q (kN/m ²)	NQ (kN)
Niveau 1	1	21,61
Niveau 2	2.5	54,03
Niveau 3	3.85	83,20
Niveau 4	5.05	109,13
Niveau 5	6.1	131,82
Niveau 6	7	151,27
Niveau 7	7.75	167,48

- La descente des charges verticales et choix des sections des poteaux

Tableau II.12. Choix des sections des poteaux centraux

NIV	G (kN)	N _G (kN)	N _Q (kN)	N _U (kN)	B _r (cm ²)	A (cm)	RPA (cm ²)	Choix (cm ²)
Niveau 1	175,86	175,86	21,61	269,83	178,09	15,34	30×30	30x30
Niveau 2	155,07	330,93	54,03	524,25	346,01	20,60	30×30	30x30
Niveau 3	155,07	486	83,2	773,80	510,71	24,60	30×30	30x30
Niveau 4	155,07	641,07	109,13	1018,4 9	672,20	27,93	30×30	35x35
Niveau 5	155,07	796,14	131,82	1258,3 2	830,49	30,82	30×30	35x35
Niveau 6	155,07	951,21	151,27	1493,2 9	985,57	33,39	30×30	40×40
Niveau 7	155,83	1107,04	167,48	1724,4 2	1138,12	35,74	30×30	40×40

B. Poteau de rive:

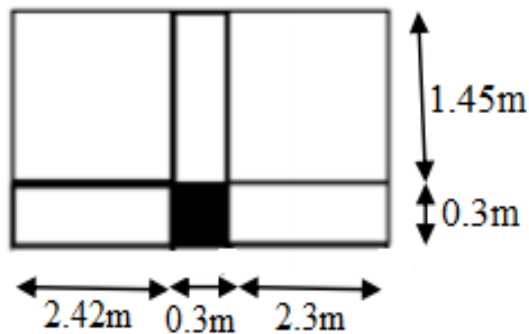


Figure II.13. Schéma de poteau de rive

$S_2=6.84m^2$

$S_T=8.79m^2$

• Charges permanente :

Niveau1 (T)	Poidsplancherterrasse	$G_{PT}=7,03 \times 6.84=48.9kN$
	Poids des poutres porteuse	$G_{PP}=0,50 \times 0,30 \times 1.45 \times 25=5.44kN$
	Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP}=0,40 \times 0,30 \times 4.72 \times 25=14.16kN$
	Poids du poteau	$G_P= 0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3.04=12.16kN$
	Poids de acrotère :	$G_a= 2.26 \times 4.72=10.67kN$
Poids de balcon :		$G_b=5.65 \times 1 \times 4.72=26.66kN$

G₁=118kN

Niveau 2, 3, 4, 5 et 6	Poids plancher courant	$G_{PT}=5.66 \times 6.84=38.71\text{kN}$
Poids des poutres porteuse	$G_{PP}=0,50 \times 0,30 \times 1.45 \times 25=5.44\text{kN}$	
Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP}=0,40 \times 0,30 \times 4.72 \times 25=14.16\text{kN}$	
Poids du poteau	$G_P=0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3.04=12.16\text{kN}$	
Poids de mur extérieurs :	$G_m=2.76 \times 4.72 \times 2.59=33.74$	
Poids de balcon :	$G_b=5.65 \times 1 \times 4.76=26.89\text{kN}$	
Poids de garde-corps :	$G_g=1.62 \times 2.15=3.48\text{kN}$	

G₂=134.58kN

Niveau 7	Poids plancher courant	$G_{PT}=5.66 \times 6.84=38.71\text{kN}$
Poids des poutres porteuse	$G_{PP}=0,50 \times 0,30 \times 1.45 \times 25=5.44\text{kN}$	
Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP}=0,40 \times 0,30 \times 4.72 \times 25=14.16\text{kN}$	
Poids du poteau	$G_P=0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3.23=12.92\text{kN}$	
Poids de mur extérieurs :	$G_m=2.76 \times 4.72 \times 2.78=36.22\text{kN}$	
Poids de coursive :	$G_b=7.03 \times 1 \times 4.72=33.18\text{kN}$	

G₃=140.63kN

- Charges d'exploitations :

Tableau II.13. Surcharge d'exploitation de Poteau de rive

Niveaux	Q(kN /m2)	N _Q (kN)
Niveau 1	1	13,80
Niveau 2	2.5	34,50
Niveau 3	3.85	53,13
Niveau 4	5.05	69,69
Niveau 5	6.1	84,18
Niveau 6	7	96,60
Niveau 7	7.75	145,70

- La descente des charges verticales et choix des sections des poteaux

NIV	G (KN)	N _G (KN)	N _Q (KN)	N _U (KN)	B _r (cm ²)	a (cm)	RPA (cm ²)	Choix(cm ²)

Niveau 1	118	118.00	21.61	191.72	126.53	13.25	30×30	30x30
Niveau 2	134.58	252.58	54.03	422.03	278.54	18.69	30×30	30x30
Niveau 3	134.58	335.78	83.2	578.10	381.55	21.53	30×30	30x30
Niveau 4	134.58	470.36	109.13	798.68	527.13	24.96	30×30	35x35
Niveau 5	134.58	604.94	131.82	1014.40	669.50	27.87	30×30	35x35
Niveau 6	134.58	739.52	151.27	1225.26	808.67	30.44	30×30	40x40
Niveau 7	140.63	880.15	167.48	1439.42	950.02	32.82	30×30	40x40

Tableau II.14. Choix des sections des poteaux de rive

C. Poteau d'angle:

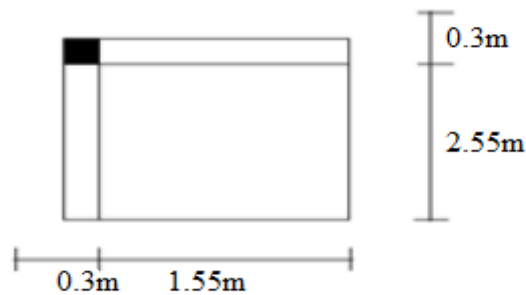


Figure II.14. Schéma de poteau d'angle

$S_3=3.95m^2$

$S_T=5.27m^2$

• Charges permanente:

Niveau 1 (T) Poids plancher terrasse $G_{PT}=7.03 \times 3.95=27.77kN$

Poids des poutres porteuse $G_{PP}=0,50 \times 0,30 \times 2.55 \times 25=9.56kN$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,40 \times 0,30 \times 1.55 \times 25=4.65kN$

Poids du poteau $G_P= 0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3.04=12.16kN$

Poids de acrotère : $G_a= 2.26 \times 4.7=10.67kN$

$G_1=64.81kN$

Niveau 2, 3, 4, 5 et 6: Poids plancher courant $G_{PT}=5.66 \times 3.95=22.36kN$

Poids des poutres porteuse $G_{PP}=0,50 \times 0,30 \times 2.55 \times 25=9.56kN$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP}=0,40 \times 0,30 \times 1.55 \times 25=4.65kN$

Poids du poteau $G_p = 0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3,04 = 12,16 \text{ kN}$

Poids de mur extérieurs : $G_m = 2,76 \times 4,1 \times 2,54 = 28,74 \text{ kN}$

$G_2 = 77,47 \text{ kN}$

Niveau 7

Poids plancher courant $G_{PT} = 5,66 \times 3,95 = 22,36 \text{ kN}$

Poids des poutres porteuse $G_{PP} = 0,50 \times 0,30 \times 2,55 \times 25 = 9,56 \text{ kN}$

Poids des poutres non porteuse $G_{PNP} = 0,40 \times 0,30 \times 1,55 \times 25 = 4,65 \text{ kN}$

Poids du poteau $G_p = 0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3,23 = 12,92 \text{ kN}$

Poids de mur extérieurs : $G_m = 2,76 \times 4,1 \times 2,73 = 30,89 \text{ kN}$

$G_3 = 80,35 \text{ kN}$

- Charges d'exploitations

Tableau II.15. Surcharge d'exploitation de Poteau d'angle

Niveaux	Q (kN /m2)	NQ(kN)
Niveau 1	1	5,27
Niveau 2	2.5	13,18
Niveau 3	3.85	20,29
Niveau 4	5.05	26,61
Niveau 5	6.1	32,15
Niveau 6	7	36,89
Niveau 7	7.75	40,84

- La descente des charges verticales et choix des sections des poteaux

Tableau II.16. Choix des sections des poteaux d'angle

NIV	G (KN)	NG (KN)	NQ (KN)	NU (KN)	Br (cm2)	a (cm)	RPA (cm2)	Choix (cm2)
Niveau 1	64.81	64.81	21.61	119.91	79.14	10.90	30×3 0	30x30
Niveau 2	77.47	142.2 8	54.03	273.12	180.26	15.43	30×3 0	30x30
Niveau 3	77.47	225.4 8	83.2	429.20	283.27	18.83	30×3 0	30x30

Niveau 4	77.47	302.9 5	109.13	572.68	377.97	21.44	30×3 0	35x35
Niveau 5	77.47	380.4 2	131.82	711.30	469.46	23.67	30×3 0	35x35
Niveau 6	77.74	458.1 6	151.27	845.42	557.98	25.62	30×3 0	40x40
Niveau 7	8.35	466.5 1	167.48	881.01	581.47	26.11	30×3 0	40x40

Choix des sections des poteaux :

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques il est recommandé de donner aux poteaux d’angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux

Tableau .II.17. Coffrages des poteaux par étage.

Hauteur	Etages	Sections carrées (a×b)cm ²
3.04	6 ^{eme}	30x30
3.04	5 ^{eme}	30x30
3.04	4 ^{eme}	30x30
3.04	3 ^{eme}	35x35
3.04	2 ^{eme}	35x35
3.04	1 ^{er}	40x40
3.23	RDC	40x40

II.5. Pré dimensionnement des voiles

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par **l’article 7.7 de RPA99 modifié en 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 le **RPA99 modifié en 2003** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la Condition:($L \geq 4e$).

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

Avec :

L : longueur de voile. e : épaisseur du voile.

h_e : hauteur d'étage libre

h_e : $h - \min(h_p ; h_s)$.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la Figure (II.6 et II 7).

c.à.d. Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article (7.7.1 de RPA99 modifié en 2003) .

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

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $e_v \geq \max(h_e / 25, 15\text{cm})$.
- Pour les voiles avec un seul about sur des poteaux : $e_v \geq \max(h_e / 22, 15\text{cm})$.
- Pour les voiles avec abouts libres : $e_v \geq \max(h_e / 20, 15\text{cm})$.

Pour RDC :

Pour les autres étages :

$$h_{rdcl} = 323 - 50 = 273 \text{ cm.}$$

$$h_{l\ ec} = 304 - 50 = 254 \text{ cm.}$$

$$e \geq h/25 \quad \square$$

$$e \geq 10.92 \text{ cm.}$$

$$e \geq h/25 \quad \square$$

$$e \geq 10.6 \text{ cm.}$$

$$e \geq h/22 \quad \square$$

$$e \geq 12.41 \text{ cm.}$$

$$e \geq h/22 \quad \square$$

$$e \geq 11.54 \text{ cm.}$$

$$e \geq h/20 \quad \square$$

$$e \geq 13.65 \text{ cm.}$$

$$e \geq h/20 \quad \square$$

$$e \geq 12.70 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max(e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$e \geq \max(e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

$$e \geq \max(20; 10.92; 12.41 ; 13.65).$$

$$e \geq \max(20; 10.6; 11.54 ; 12.70).$$

$e \geq 15 \text{ cm}$.on adopte que : **$e=20 \text{ cm}$** . $e \geq 15 \text{ cm}$.on adopte que : **$e=20 \text{ cm}$** .

L'épaisseur calculée est plus importante que celle exigée par le règlement en vigueur.

Il nous reste à vérifier si l'épaisseur vérifie la condition de la longueur citée au début du paragraphe :

- Sens longitudinal : $L_{\text{Min}} = 100 \text{ cm} > 4 e = 80 \text{ cm}$ (vérifié)
- Sens transversal : $L_{\text{Min}} = 100 \text{ cm} > 80 \text{ cm}$. (Vérifié)

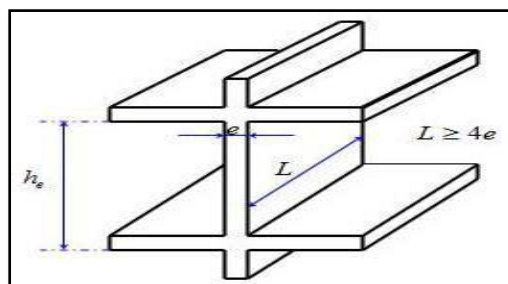


Figure II.15. Coupe de voile en élévation

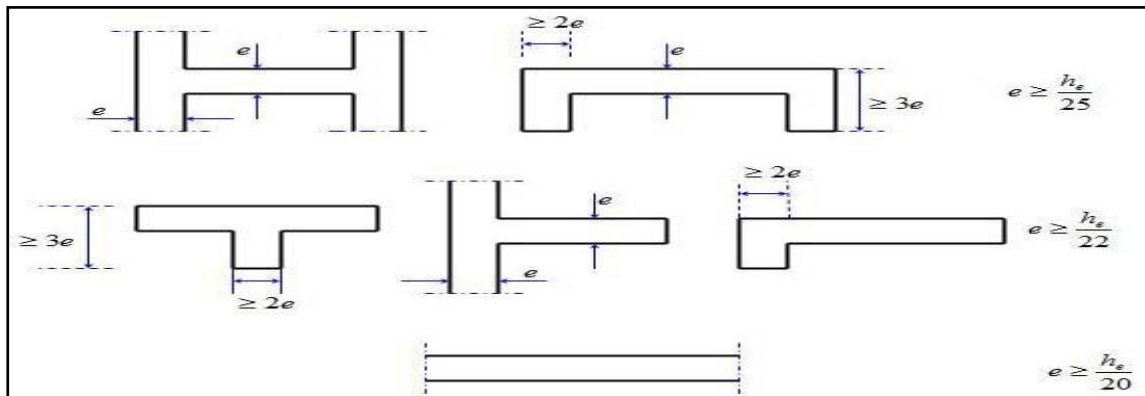


Figure II.16. Coupe des voiles en plan.

II.6. Conclusion :

Après avoir fait les calculs nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants:

- **Hauteur du plancher :** $h_t=24\text{cm}$ soit un plancher de $(20+4)$ cm
- **Section des poutres principales :** (30×50) cm²
- **Section des poutres secondaires :** (30×40) cm²
- **Section des poteaux :**

- RDC et 1^{er} 2 étages poteaux $(40,40)$ cm².
- 2^{eme} et 3^{eme} étages poteaux (35×35) cm².
- 4^{eme}, 5^{eme} et 6^{eme} étage poteaux (30×30) cm².

- **Epaisseur des voiles :** 20 cm
- **Epaisseur des dalle pleine :** $e=20\text{cm}$
- **Escalier :**

Volées $e=18$ cm

Palier $e=18\text{cm}$

Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux

III : Calcul des éléments non structuraux

III.1.Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement « **BAEL91** » en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA99 modifié en 2003**».

III.2.L'acrotère

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère .L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

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

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 en flexion composée pour une bande de 1 m linéaire.

Schéma statique

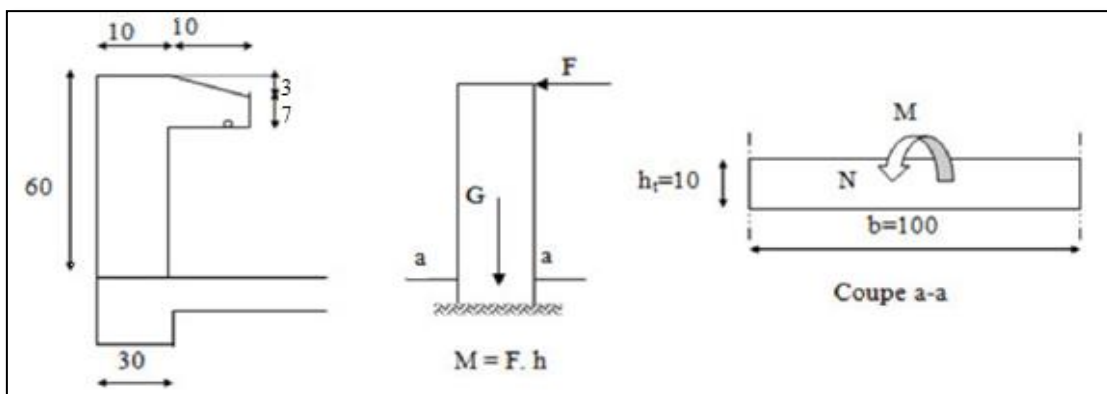


Figure III.1.Coupe transversale de l'acrotère

III.2.1.Evaluation des charges

1. Charges permanentes :

D'après le chapitre 2 on a : $G=2,25\text{kN/ml}$

2. Charge d'exploitation : $Q_m=1,00\text{kN/ml}$ (main courante).

III.2.2.Calcul des sollicitations

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

Tableau III.1.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	$T_u=1.5 \times Q=1.5 \text{ kN /ml}$	$T_{ser}=1 \text{ kN /m}$
Moment fléchissant	$M_u=1.5 \times Q \times H=0.9 \text{ kN.ml}$	$M_{ser}=0.6 \text{ kN.m}$

III.2.3. Ferrailage

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

$h=10 \text{ cm}$, $b=100 \text{ cm}$, $d=9 \text{ cm}$, $c'=c=3\text{cm}$, $f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17 \text{ MPa}$, $f_e=400\text{MPa}$
 $f_{t28}=2.1 \text{ Mpa}$

- **Calcul des armatures à L'E.L.U**

III.2.3.1 . Calcul de l'excentricité

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

avec

- e_0 :Excentricité de 1^{er} ordre : $e_0 = \frac{M_u}{N_u}$

- e_a : Excentricité accidentelle : $e_a = \max[2\text{cm}; H/250 \text{ cm}]$
 - e_2 : Excentricité de 2^{ème} ordre due au flambement ; $e_2 = \frac{3Lf^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha.\psi)$
- 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

$e_0 = M_u / N_u = 0.9 / 3.04 = 0.3\text{m}$

$e_a = \max[2\text{cm}; H/250 \text{ cm}] = \max[2\text{cm}; 0.24 \text{ cm}] = 2 \text{ cm}$

b) Excentricité de 2^{ème} ordre

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

Donc : $e = 30 + 2 + 0.86 = 32.86 \text{ cm}$

$e = 32.86 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm}$

le centre de pression se trouve à l’extérieur de la section limitée 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.

III.2.3.2. Calcul d’armature

Le moment fictif

$M_f = N_u . e_A$

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

$e_A = e_0 + (d-h/2) = 30 + (9-10/2) = 34 \text{ cm}$

$M_f = 3.04 \times 0.34 = 1.03 \text{ kN.m}$

Tableau III.2. Ferrailage de l’acrotère

	Acrotère
M_f(KN.m)	1.03
□	0.009
$\mu < \mu_{Rlu}$	Oui
A_s'(cm²)	0
α	0.011

Z(cm)	8.93
A_s(cm²)	$\begin{cases} A_{s1} = 0cm^2 \\ A_{s2} = 0,32cm^2 \end{cases}$
Choix	4T8
A_s(cm²)	2.01
S_t(cm)	25
A_r(cm²)	0.5
Choix	4T8
A_r(cm²)	2.01
S_t	15

III.2.3.3. Vérification de la section d'acier selon « BAEL91 modifié 99 [2] »

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

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

$$A_s = 2,01cm^2 \geq A_{min} = 1,087cm^2 \dots\dots\dots CV$$

III.2.4. Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{2,25} = 26.7cm$$

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

a) Calcul la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée « C »

On a : $C = d - e_A$

Avec : $e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right)$

Donc : $e_A = \frac{0,6}{2,25} + \left(0,09 - \frac{0,1}{2} \right) = 0,30m$

Alors : $C = d - e_A = 9 - 30 = -21cm \quad (C < 0)$

b) Calcul distance entre le centre de pression et l'axe neutre « y_c »

D'après le « **BAEL 91 modifié 99 [2]** » on doit donc résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + py_c + q = 0$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} n = 15 \text{ Coefficient d'équivalence du béton armée.} \\ p = -3C^2 + 6n \cdot (C - c') \cdot \frac{A_s}{b} + 6n \cdot (d - C) \cdot \frac{A_s}{b} = -1439.34 \text{ cm}^2 \\ q = -2C^3 - 6n \cdot (C - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n \cdot (d - C)^2 \cdot \frac{A_s}{b} = -22325.32 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = 5.67 \times 10^7$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = 1.0 \Rightarrow \varphi = 0^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 43.81$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = 35.67$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 43.81$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 14.27$$

La solution qui convient est : $y_c = 43.81 \text{ cm}$

D'où : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 43.81 - 21 = 22.81 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_{ser} = 21.81 \text{ cm} \\ y_c = 43.81 \text{ cm} \end{cases}$$

Le moment d'inertie : $n=15$

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - c')^2 \right]$$

Contrainte de béton

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Contraintes de l'acier

($\eta = 1,6$ pour les aciers HA)

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_s &= n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{MPa} \dots \text{Acier tendu} \\ \sigma'_s &= n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) = 201,63 \text{MPa} \dots \text{Acier comprimé} \end{aligned} \right.$$

Tableau III.3. Vérification à l'ELS

		N _{ser} (kN)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa) σ_s	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Béton		2,25	2,01	$\left\{ \begin{aligned} y_{ser} &= 21,81 \text{cm} \\ y_c &= 43,81 \text{cm} \end{aligned} \right.$	350764,0 2	0,06	CV
Acier	Tendu					-0,54	CV
	Comprimé					0,84	

III.2.4. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivant

$$\left\{ \begin{aligned} \tau_u &= \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4 \text{MPa}\} \\ \tau_u &= 0,017 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \dots \text{CV} \end{aligned} \right.$$

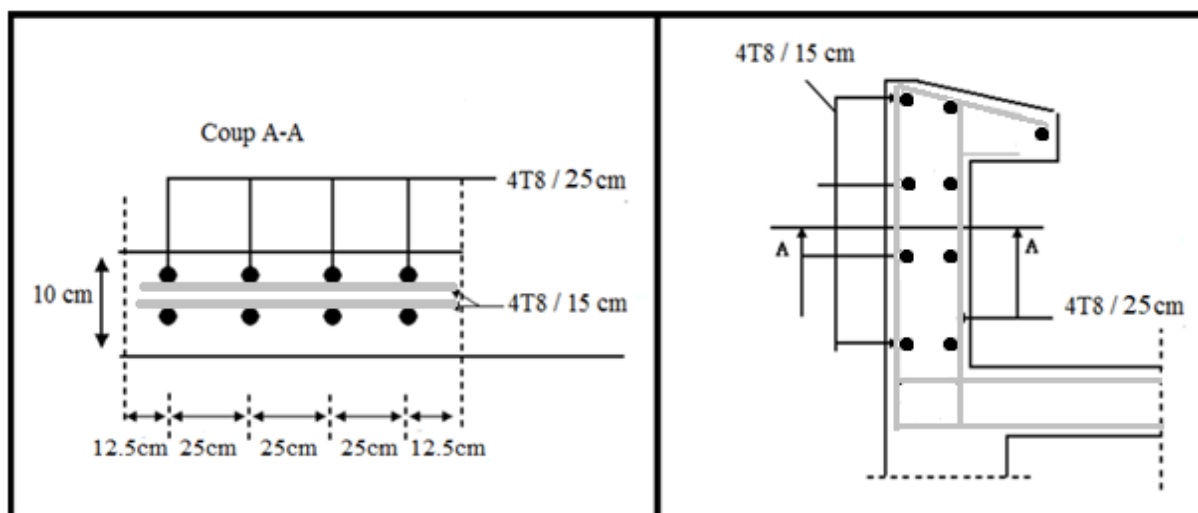


Figure III.2. Schéma de ferrailage de l'Acrotère.

III.3. Calcul des balcons

III.3.1. Introduction

Les balcons sont des éléments de structure en dalle pleine considérée encastree dans les poutres leur calcul se fait pour une console ayant une extrémité encastree dans les planchers et l'autre extrémité est libre.

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le Calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion simple pour une bande de 1 m linéaire.

III.3.2. Les charges

Surcharge sur le balcon : $Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$

Charges permanentes : $G = 5.15 \text{ kN/m}^2$

Charges de mur doubles cloisons: $G_{gc} = 2.76 \text{ kN/m}$

III.3.2.1. Combinaisons des charges

Pour bande de 1 ml, on a :

ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 3.5) = 12.2 \text{ kN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times G_{gc} \times h_{gc} = 1.35 \times 2.76 \times 2.89 = 10.77 \text{ kN}$$

ELS :

$$q_s = (G + Q) = (5.15 + 3.5) = 8.65 \text{ kN/ml}$$

$$P_s = G_{gc} \times h_{gc} = 2.76 \times 2.89 = 7.98 \text{ kN}$$

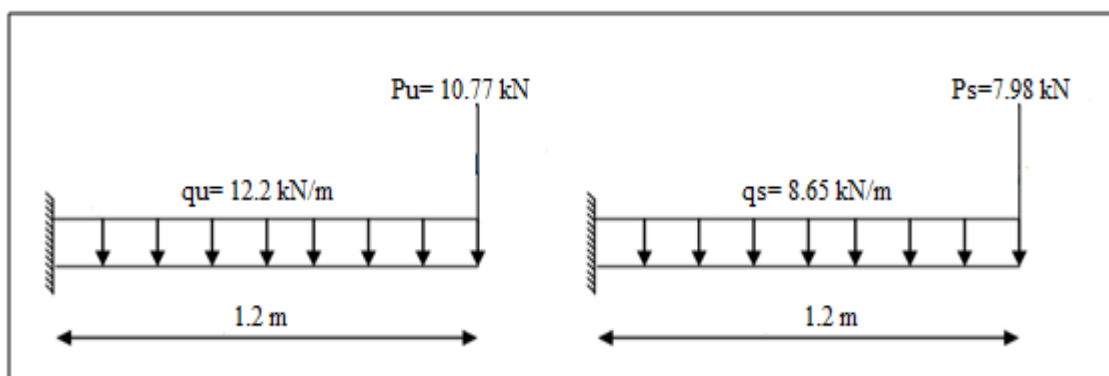


Figure III.3. Schéma des charges appliquées sur le balcon.

III.3.3. Calcul des efforts internes

❖ PAR RDM

$$M(x) = -[P \cdot x + q \cdot x^2/2]$$

$$T(x) = P + q \cdot x$$

III.3.4. Diagramme des efforts internes :

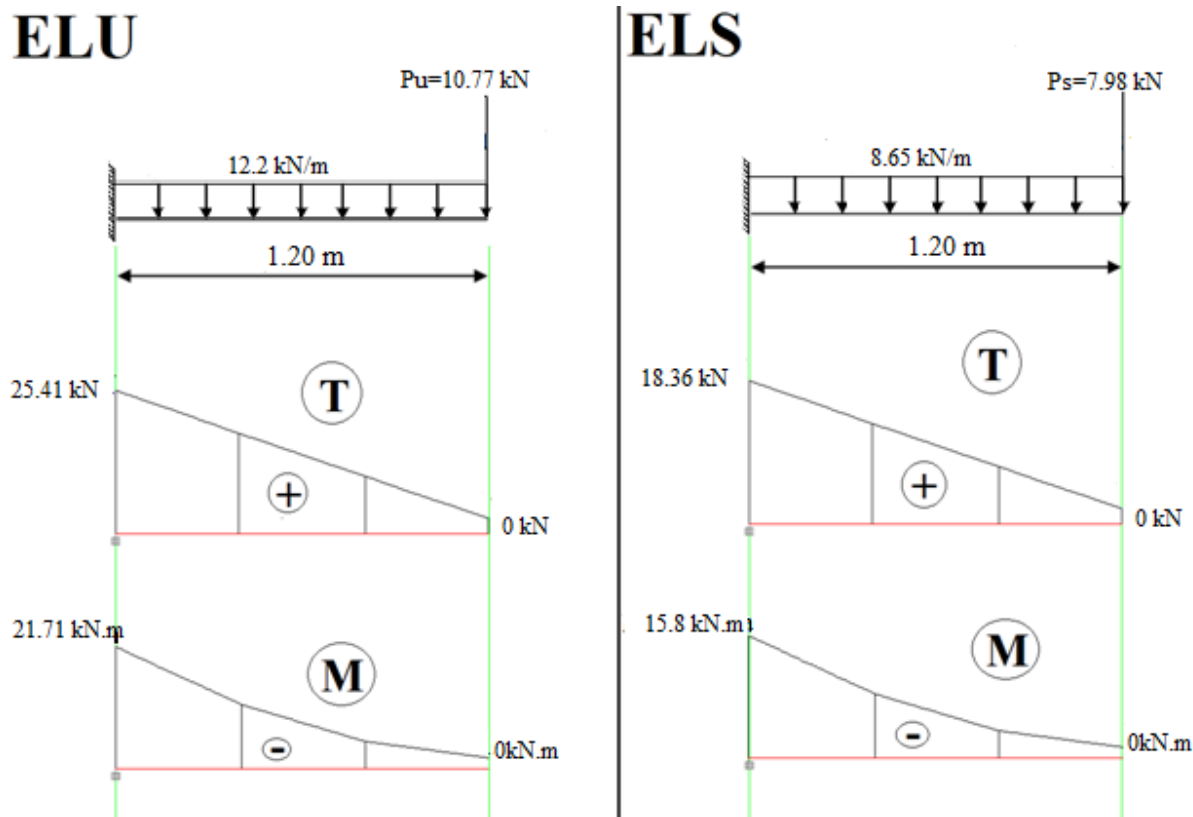


Figure III.4. Diagramme des sollicitations

III.3.5. Calcul De Ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de longueur, pour une section rectangulaire (b x h) = (100 x 15) cm²

Données : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $d = 13.5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Tableau III.4. Ferrailage du Balcon.

Mu(kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	As'(cm ²)	α	Z(cm)	As(cm ²)	le choix	As(cm ²)	Esp(cm)
21,71	0,084	OUI	0	0,110	12,906	4,834	5T12	5,65	20

$$S_t \leq \min \begin{cases} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{cases}$$

$$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ \text{Espacement vérifier} \\ 22 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Armatures De Répartition**

$$A_s/4 \leq A_r \leq A_s/2 \Rightarrow 1.41 \leq A_r \leq 2.83 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T8 = 2,01 cm² avec espacement de 25 cm.

III.3.6. Vérifications

a. condition de non fragilité

$$A_s \text{ min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 100 \times 13.5 \times (2,1/400)$$

$$A_s \text{ min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Alors : $A_s \text{ choisi} > A_s \text{ min}$

Condition vérifiée.

b. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

$$\tau_u^{\text{max}} < \tau_u$$

$$\tau_u^{\text{max}} = \frac{Tu^{\text{max}}}{bd} = \frac{25.41 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0,1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

Alors : $\tau_u^{\text{max}} < \tau_u$ — Condition vérifiée.

a. Vérification vis-à-vis de l'ELS

c. Vérification des contraintes :

La fissuration est préjudiciable ; il faut que :

$$\sigma_b = \frac{Mser}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = n \frac{Mser}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\text{Avec: } \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\begin{cases} n = 15 \\ \eta = 1,6 \text{ (H.A)} \end{cases}$$

Y : est calcul à partir de l'équation : $b/2 \cdot y^2 + n A_s'(y - c') - n A_s (d - y) = 0$

I : est calcul à partir de l'équation : $I = b/3 y^3 + n A_s' (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.5. Vérification des contraintes.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (Mpa)	$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$	σ_s (Mpa)	$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$
15,8	5,65	4,01	9781,97	6,48	vérifié	229,93	vérifié

d. Vérification de la flèche

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser du calcul de la flèche.

- $\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.13 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ vérifié.
- $\frac{A_s}{bd} = \frac{5.65}{100 \times 13.5} = 0.004 \leq \frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ vérifié.
- $\frac{h}{L} = \frac{15}{120} = 0.13 \geq \frac{M_T}{10M_0} = \frac{15.8}{10 \times 15.8} = 0.1$vérifié.

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

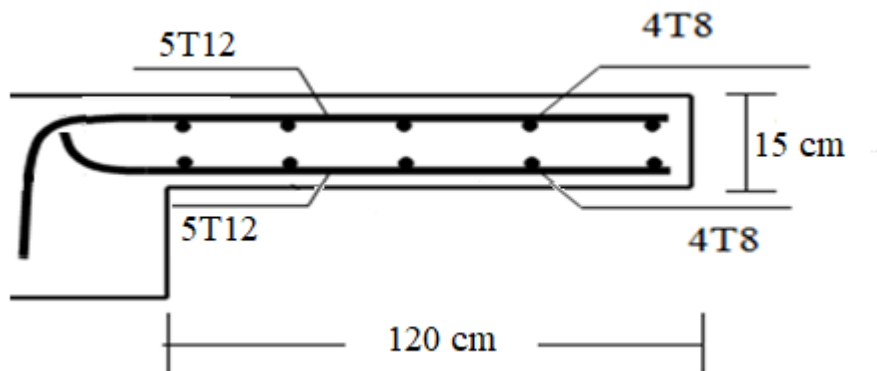


Figure III.5. Schéma de ferrailage des balcons

III.4. Les escaliers

III.4.1. Introduction

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place et constitué de trois paillasse, deux paliers de repos et les marches sont droites pour faciliter l'exécution.

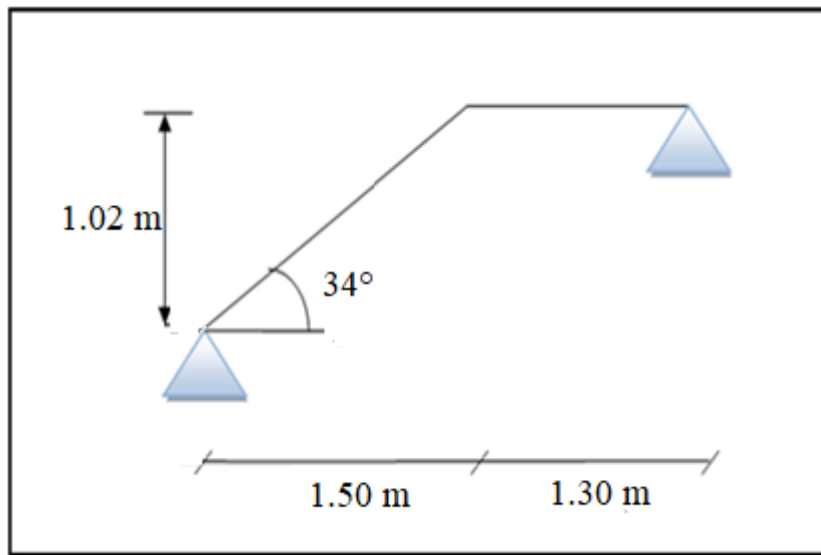


Figure III.6. Schéma statique de l'escalier

III.4.3. Evaluation Des Charges

a. Palier :

1. Charges permanente : $G_1=4.95\text{kN /m}^2$
2. Charge d'exploitation : $Q_1=2,50\text{kN /m}^2$

b.volée :

1. Charges permanente : $G_2=9.43\text{kN /m}^2$
2. Charge d'exploitation : $Q_2=2,50\text{kN /m}^2$

III.4.4. Combinaison Des Charges

E.L.U : $q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1$ **E.L.S :** $q_{ser1}=G_1+Q_1$

$q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2$ $q_{ser2}=G_2+Q_2$

Tableau. III.6. combinaison des charges de l'escalier.

	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	q _u (kN/m ²)	q _{ser} (kN/m ²)
Palier	4,95	2,5	10.43	7.45
Volée	9.43	2,5	16.48	11,93

Schéma statique ELU:

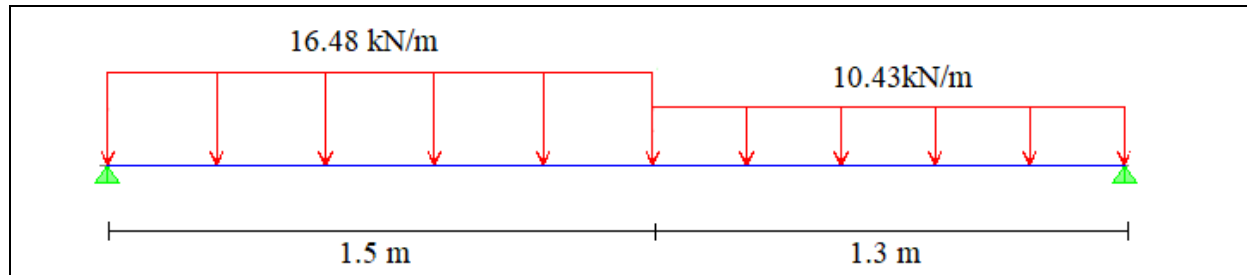


Figure III.7. Schéma statique d'escalier a E.L.U

Schéma statique ELS:

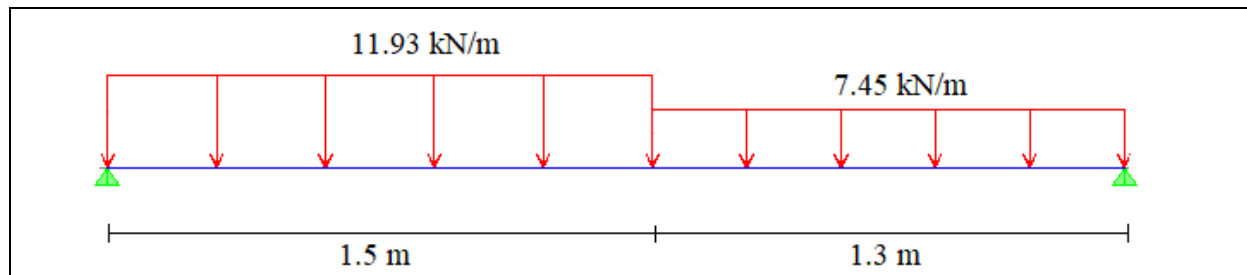


Figure III.8. Schéma statique d'escalier a E.L.S

III.4.5. Diagramme Des Efforts Internes

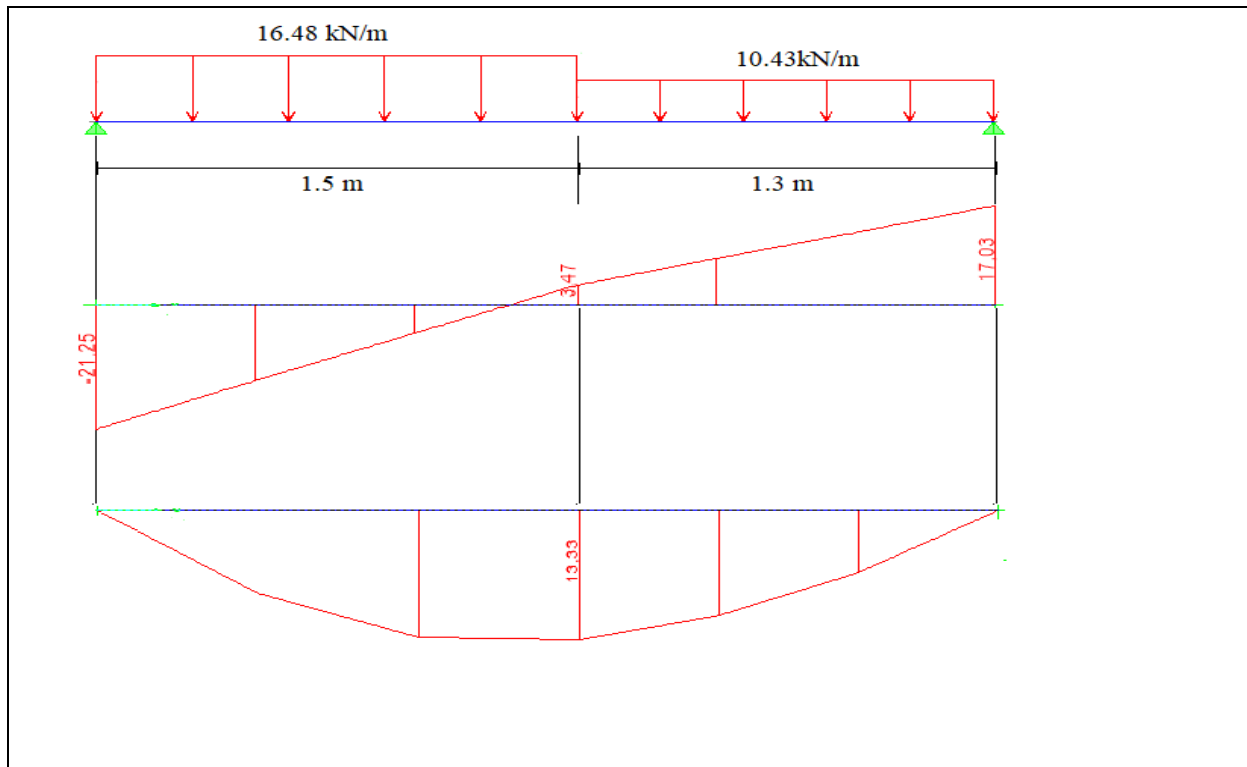


Figure III.9. Diagrammes des efforts internes à ELU

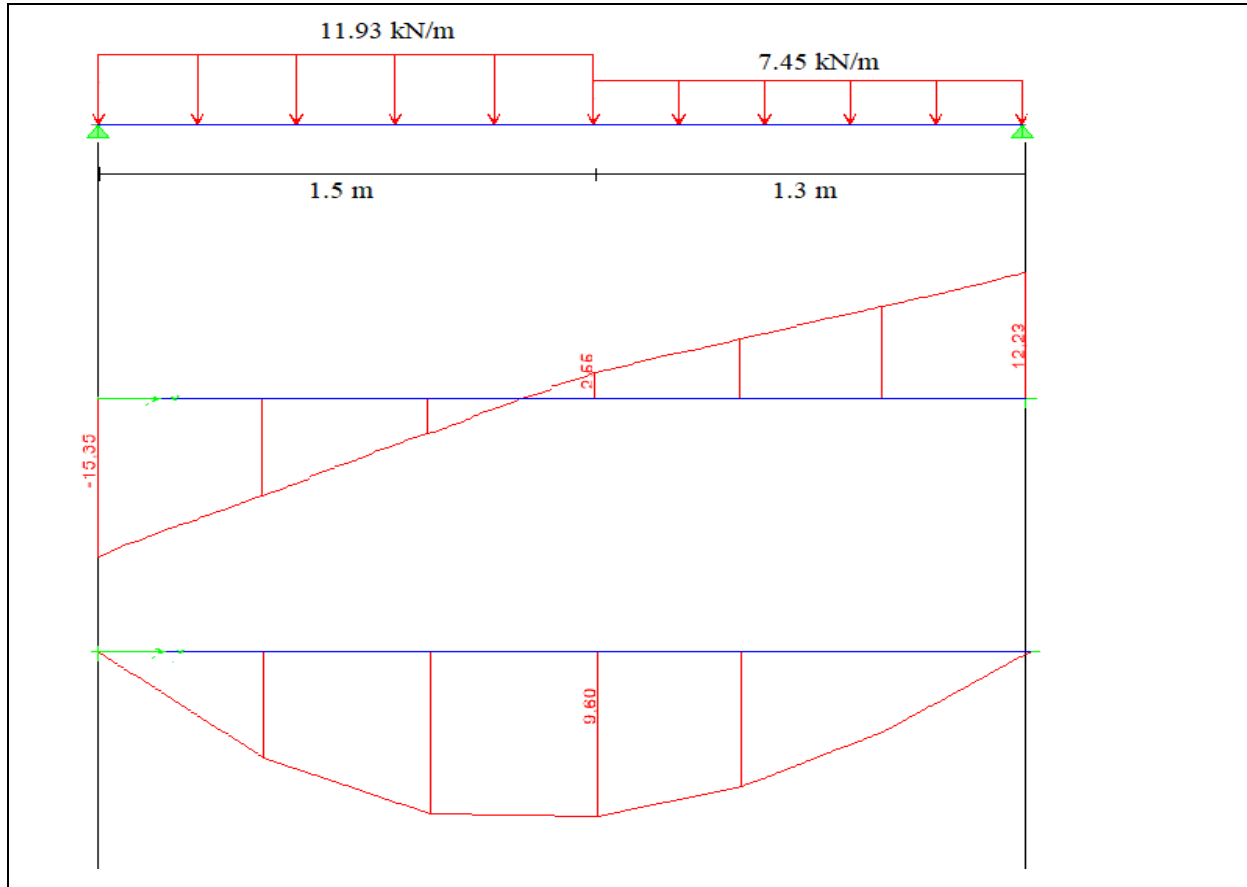


Figure III.10. Diagrammes des efforts internes à ELS

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

Aux appuis : $0.2 \times M_{\max}$

En travée : $0.8 \times M_{\max}$

Tableau. III.7. les moments fléchissant.

	M_0 (kN.m)	M_t (kN.m)	M_a (kN.m)
ELU	13,33	10,664	2,67
ELS	9,6	7,68	1,92

III.4.6. Calcul Des Armatures

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$ Tel que :
 $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$

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

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{i28} = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; h=15\text{cm}; d=0,9h=13.5\text{cm}$$

$$\sigma_s = 348\text{MPa} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e=400\text{MPa}$$

Tableau.III.8. 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	10,66	0,041	Oui	0	0,053	13,22	2,32	4T12	4,52
Appuis	2,67	0,010	Oui	0	0,013	13,43	0,57	4T12	4,52

Espacement

❖ **En Travée** : $esp \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$ On Prend : Esp :25cm

❖ **Sur Appui** : $esp \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm}$ On Prend : Esp=25cm

Armature De Répartition

-En Travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13\text{cm}^2 / ml \leq A_r \leq 2.26\text{cm}^2 / ml$

Le choix est de $4T10=3,14cm^2$ avec $S_t=25 cm$

$$\text{-Sur appui : } \frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13cm^2 / ml \leq A_r \leq 2.26cm^2 / ml$$

Le choix est de $4T10=3,14 cm^2$ avec $S_t=25cm$

III.4.7. Vérifications

a. Condition de non fragilité

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63cm^2$$

En travée $A_s = 4.52cm^2 > A_s^{\min} = 1.4cm^2 \dots\dots\dots$ *vérifiée*

Sur appui : $A_s = 4.52cm^2 > A_s^{\min} = 1.4cm^2 \dots\dots\dots$ *vérifiée*

b. Effort tranchant

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right) = 3,33MPa \dots\dots\dots$$
(Fissuration peu nuisible)

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{21.25 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,16MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots$$
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 : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 20.15 \times 10^3 - \frac{7.25 \cdot 10^6}{0,9 \times 117} = -0.69kN < 0$$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

d. Vérification des armatures transversales

D'après le C.B.A 93, il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales si :

$$\tau = \frac{T^{max}}{bd} = 0,16MPa < 0,05f_{c28} = 1,25MPa \dots\dots\dots vérifiée$$

Il n’y a pas de reprise de bétonnage..... vérifiée

Conditions vérifiées donc il n’est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

III.5.10.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.

a. Vérification des contraintes du béton

▪ **Position de l’axe neutre**

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

▪ **Moment d’inertie :**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2cm ; d=13.5cm ; b=100cm ; A_s'=0$$

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau.III.9. Vérification à l’E.L.S.

	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	7,68	4,52	3,65	8199,03	3,42	Vérifiée
Appui	1,92	4,52	3,65	8199,03	0,85	Vérifiée

b. Vérification de la flèche

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

1. $\frac{h}{L} = \frac{15}{311} = 0.048 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots$ non vérifié.

2. $\frac{A_s}{bd} = \frac{4.52}{100 \times 13.5} = 0.003 \leq \frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots$ vérifié.

$$3. \frac{h}{L} = \frac{15}{311} = 0.048 \geq \frac{M_T}{10M_0} = \frac{7.68}{10 \times 9.6} = 0.08 \dots\dots\dots \text{non vérifié.}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} = 6.22 \text{ mm} \end{cases} \quad L = 3.11 \text{ m}$$

Moment d'inertie de la section homogène I₀ :

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

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{cases} \quad \text{Moment d'inertie fictifs.}$$

Avec :

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

E_i=32164,20MPa ; E_v=10721,40MPa.

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.10. 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)
----------------------------	--------------------------------------	---	-------------------------	----------------	----------------	---	--------------------------------------	---------------------------------------	---------------------------------------

7,68	4,52	0,003	125,9	6,27	2,51	0,75	30565,80	5894,43	17439,71
------	------	-------	-------	------	------	------	----------	---------	----------

Donc :

$$\left. \begin{matrix} f_i = 4.90mm \\ f_v = 4.97mm \end{matrix} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0.07mm$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 0.07mm < \bar{f} = 6.8mm \dots\dots\dots vérifiée$$

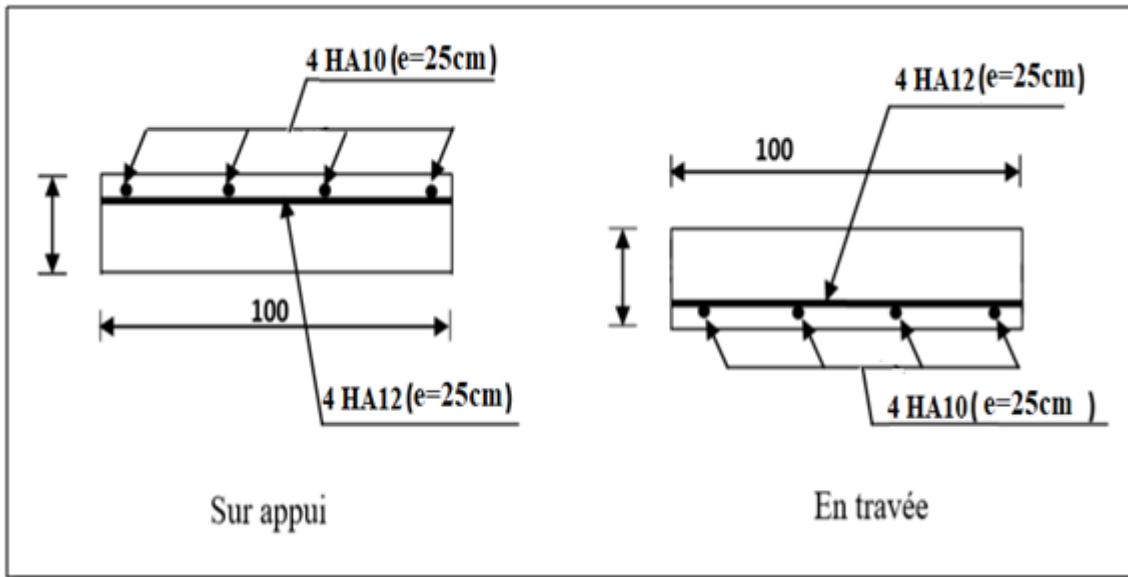


Figure III.11. Ferrailage de l'escalier en travée et sur appuis

III.5. Étude De La Poutre Palière

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier, Avec une longueur de 3 m, elle est dimensionnée d'après les formules empiriques données par "BAEL91 modifié 99 " est vérifiée selon le«RPA99 modifié en 2003 »

III.5.1. Redimensionnements

Selon le BAEL 91 :

-la hauteur h de la poutre palière doit être :

On a L = 5.15 m

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \Rightarrow \frac{474}{15} \leq h \leq \frac{474}{10} \Rightarrow 31.6cm \leq h \leq 47.4cm$$

On prend h = 35 cm

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40 \rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

On prend : la largeur de la poutre **b = 30 cm**

Selon le RPA99 modifié en 2003

-h = 35 cm ≥ 30 condition vérifier

-b = 30 cm ≥ 20 condition vérifier

- h/b = 35/30 = 1.17 < 4 condition vérifier

Donc la section de la poutre palière est de **b × h = 30 × 35 cm²**

III.5.2. Les charges

La poutre palier sera sollicitée par :

Poids propre de la poutre : 25 × 0.3 × 0.35 = 2.63 KN/m

$$\text{Charge de volée : } \begin{cases} q_u = 16.48 \text{ kN/ml} \\ q_s = 11.98 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

Charge de mur double cloison : 2.76 × 1.52 = 4.2 KN/m

$$R_{ELU} = 17.03 \text{ kN/m}$$

$$R_{ELS} = 12.23 \text{ kN/m}$$

a) La combinaison des charges :

ELU

$$P_{u1} = 17.03 + 1.35 \times 2.63 = 20.58 \text{ kN/ml}$$

$$P_{u2} = 16.48 + 1.35 \times (2.63 + 4.2) = 25.7 \text{ kN/ml}$$

ELS :

$$P_{s1} = 12.23 + 2.63 = 14.86 \text{ kN/ml}$$

$$P_{s2} = 11.98 + 2.63 + 4.2 = 18.81 \text{ kN/ml}$$

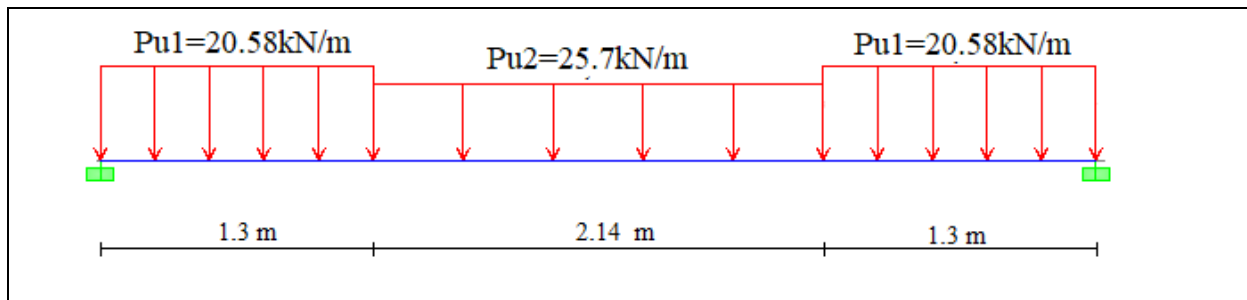
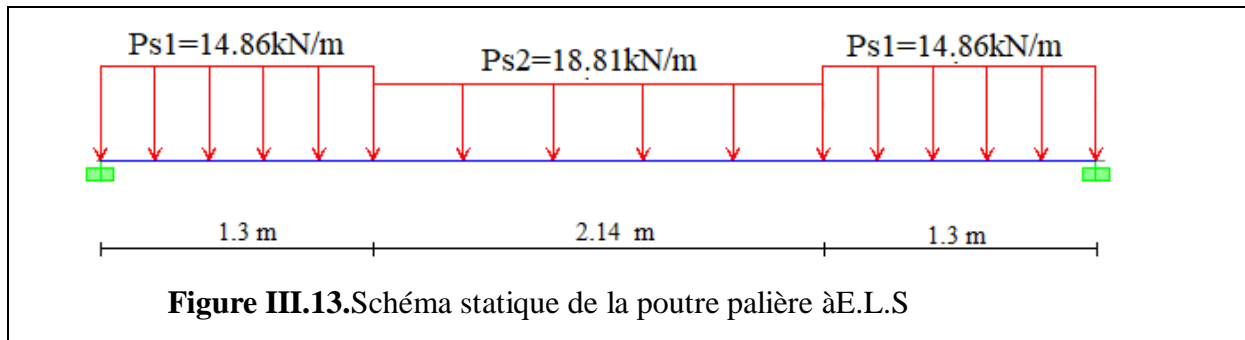


Figure III.12. Schéma statique de la poutre palière à E.L.U



b) Déterminations des Sollicitations

D'après logiciel de « ETABS » on a les résultats suivants :

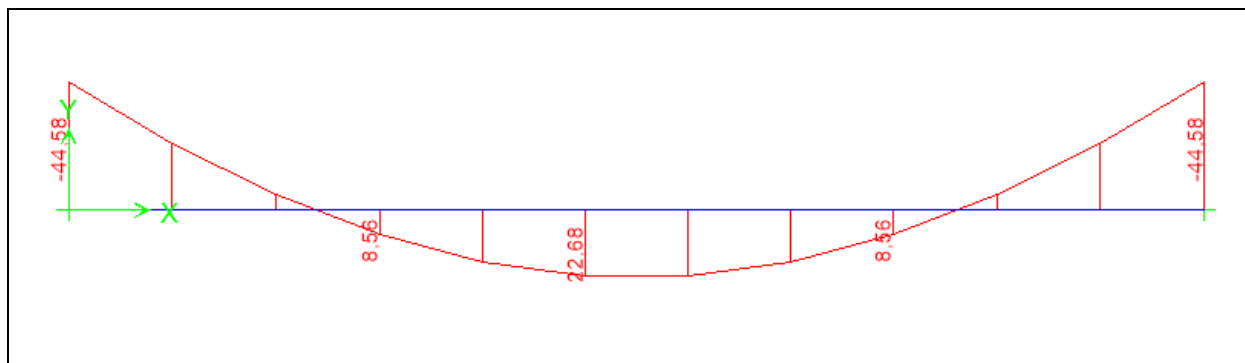


Figure III.14. Diagrammes des efforts internes à ELU

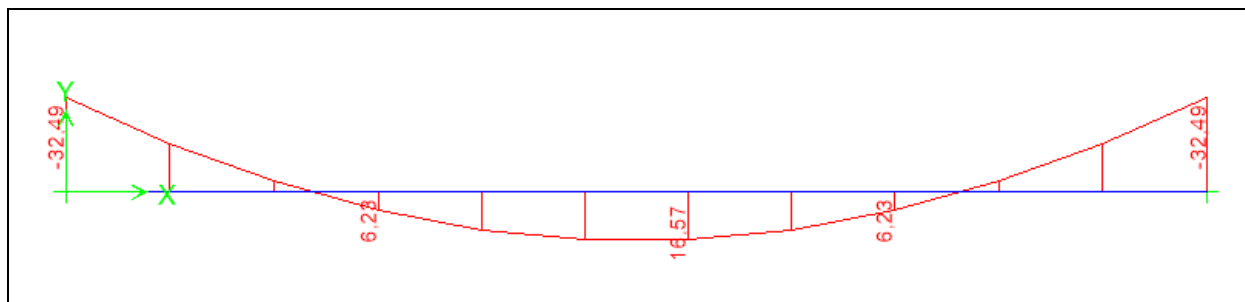


Figure III.15. Diagrammes des efforts internes à ELS

III.5.3. Ferrailage

$b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$;
 $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

Tableau.III.11. Ferrailage de la poutre palière.

	M _u (kNm)	μ	μ < μ _R	A' _s (cm ²)	α	Z (cm)	A _s ^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} / ml (cm ²)
Travée	22,68	0,054	Oui	0	0,069	30,63	2,13	3T12	3.39
Appuis	44,58	0,106	Oui	0	0,140	29,74	4,31	5T12	5.65

III.5.4. Vérification

a. Condition de non fragilité

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

En travée: A_s = 3.39 cm² ≥ A_s minvérifié

Sur appui : A_s = 5.65cm² ≥ A_s minvérifié

b. Vérification des contraintes dans les armatures tendue

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

c. Vérification à l'E.L.S :

Position de l'axe neutre :

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

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'_s (y - c')^2 + nA_s (d - y)^2$$

Avec :

$$n=15 ; c'=2\text{cm} ; d=31.5\text{cm} ; b=30\text{cm} ; A'_s=0$$

On doit vérifier que:

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

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous

Tableau.III.12. Vérification à l'E.L.S.

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	16.57	3,39	8,78	48809,89	2.98	Vérifiée

Appui	32.49	5,65	10,81	78386,60	4.48	Vérifiée
-------	-------	------	-------	----------	------	----------

d. Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \text{ Fissuration peu nuisible}$$

$$\tau_u = \frac{54,25 \times 10^3}{300 \times 315} = 0,57\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,57\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

e. Vérification de la flèche :

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

1. $\frac{h}{L} = \frac{35}{474} = 0.074 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$
2. $\frac{As}{bd} = \frac{5.65}{30 \times 31.5} = 0.006 \leq \frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$
3. $\frac{h}{L} = \frac{35}{474} = 0.077 \geq \frac{M_T}{10M_0} = \frac{24.87}{10 \times 53.47} = 0.047 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$

III.5.5. Calcul des armatures transversales et l'espacement

« BAEI 91 modifié 99 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{ij}K}{0,8fe} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \bullet \frac{A_t fe}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

« RPA 99 version 2003 »

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

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi \leq \text{Min}(1\text{cm}; 1.2\text{cm}; 3\text{cm}) = 1\text{cm}$$

On adopte : $\varnothing_t=8\text{mm}$

- Selon le « BAEI 91 modifié 99 » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.018\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 32.4\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.032\text{cm} \end{array} \right.$$

- Selon le « RPA99 modifié en 2003 » :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,09 & \\ \bullet S_t \leq 10\text{cm} & \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq 20\text{cm} & \text{Zonécourante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures

On adopte : $A_t=3\varnothing 8=1,51\text{cm}^2$

Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,09 \Rightarrow S_t \leq 16,78\text{cm}$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{ll} S_t = 10\text{cm} & \text{Zonenodale} \\ S_t = 15\text{cm} & \text{Zonécourante} \end{array} \right.$

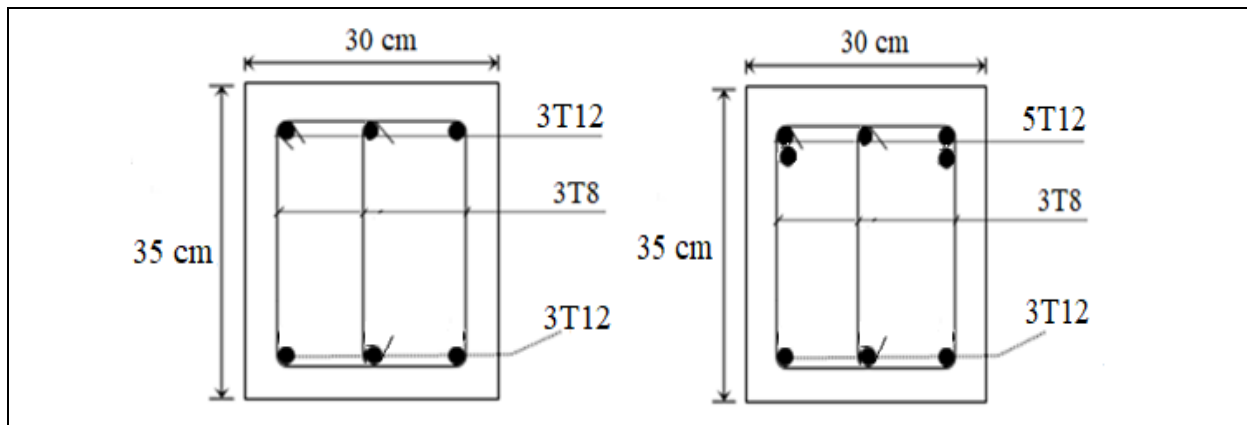


Figure III.16.Ferraillage de la poutre palière en appui et en travée

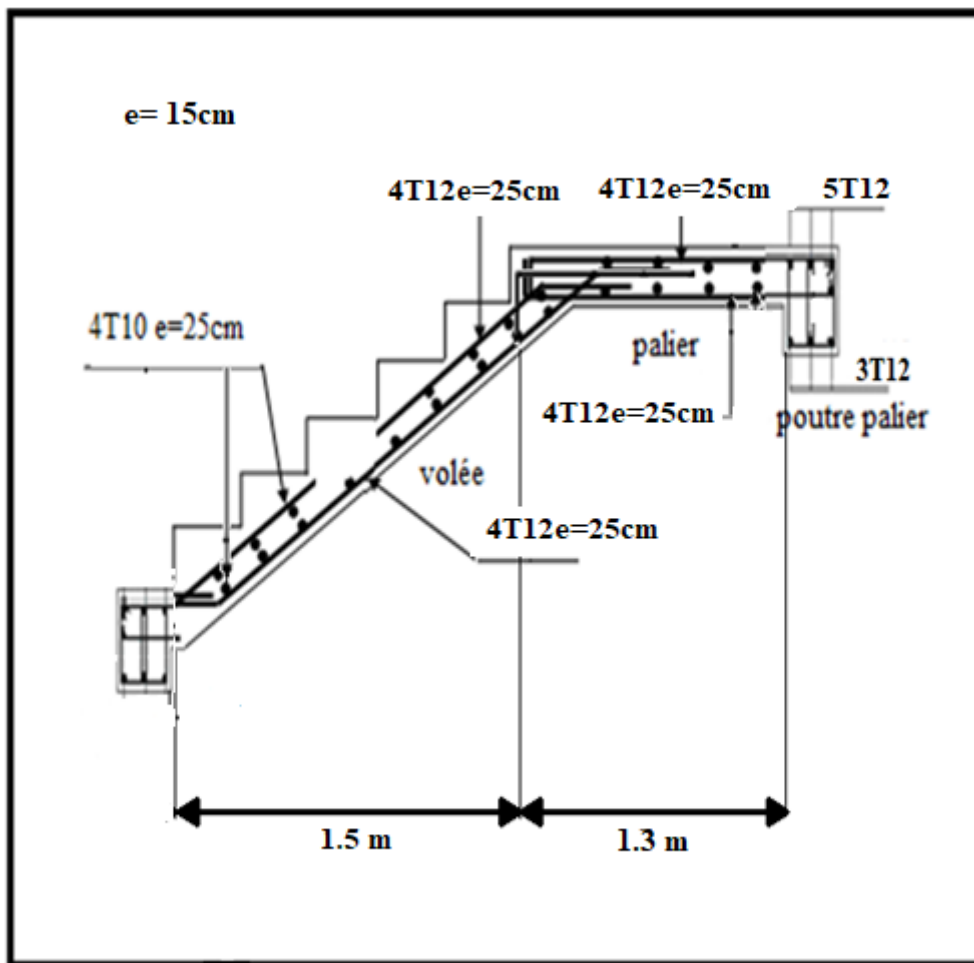


Figure III.17. Ferrailage des escaliers

III.6. Plancher

III.6.1. Introduction

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sols ils assurent les fonctions principales suivantes :

- Fonction de résistance mécanique il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentairement par un faux plafond ou revêtement de sol approprié.
- Transmet les charges verticales aux éléments porteurs et repartit les charges horizontales au système de contreventement qui assure la compatibilité des déplacements horizontaux (plancher infiniment rigide).

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- Facilité et rapidité d'exécution.
- Plus légère que la dalle pleine.
- Economie.
- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions (20x16x65) cm³, avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

III.6.2. Etude des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à une poutre continue semi encastré aux poutres de rives.

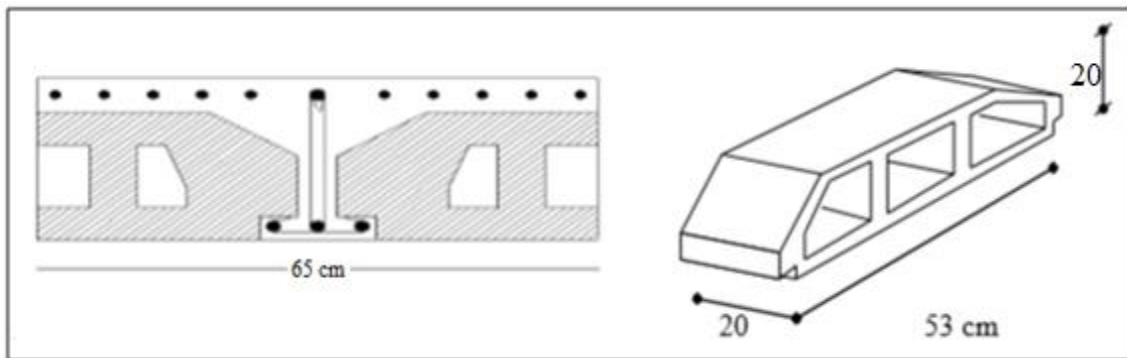


Figure III.18. Coupe du planché en corps creux et dimension de corps creux

Dans notre cas nous avons plusieurs types des poutrelles.

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

III.6.2.1. 1^{ère}Phase de calcul (avant le coulage)

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

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 24 \text{ cm} & ; \quad h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; \quad b_0 = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

a. Charge permanente

- poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/m}$.

- poids propre du corps creux : $0.65 \times 3.30 = 2.15 \text{ kN/m}$.

G = 2.27 kN/m

b. Charge d'exploitation

- plancher terrasse : $Q = 0.65 \times 1 = 0.65 \text{ kN/m}$

Sollicitation :

$$\text{ELS: } q_s = G + Q$$

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G + 1.5Q$$

c. Plancher terrasse

$$G = 2.27 \text{ kN/m.}$$

$$Q = 0.65 \text{ kN/m.}$$

$$q_u = 1.35 \times 2.27 + 1.5 \times 0.65 = 4.96 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 2.27 + 0.65 = 2.92 \text{ kN/m}$$

$$M_u = 4.96 \times \frac{(4.85)^2}{8} = 14.58 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 2.92 \times \frac{(4.85)^2}{8} = 8.59 \text{ kN.m}$$

Ferraillage

La poutrelle travaille en flexion simple.

$b = 12 \text{ cm}$; $d = 3.6 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2\sigma_{bc}} = 6.6 > \mu_R = 0.392 \Rightarrow A'_s \neq 0$$

D'après les calculs les armatures de compression sont nécessaires ; mais puisque la section de béton est très faible, on place des étaitements verticaux chaque **1m** pour supporter les charges avant le coulage.

$$L_{\max} = 1 \text{ m}$$

$$M_u = 4.96 \times \frac{(1.00)^2}{8} = 0.62 \text{ kN.m}$$

$$Mu = 0.50$$

$$\mu = \frac{0.62 \times 10^6}{120 \times 36^2 \times 14.17} = 0.28 < 0.392$$

Donc : $A'_s = 0$

D'ou :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.28}}{0.8} = 0.425$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 36(1 - 0.4 \times 0.425) = 29.88mm$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0.62 \times 10^6}{29.88 \times 348} = 59.6mm^2$$

On choisit : **1T10** $A_s = 0.79cm^2$

III.6.2.2. 2^{ème} Phase de calcul (après le coulage)

A. Méthodes De Calcul

a. Méthode forfaitaire

a.1. Domaine d’application

- $Q \leq \text{Max} \{2G ; 5kN/m^2\}$
- Les moments d’inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1,25.
- Fissuration non préjudiciable.

a.2. Exposé de la méthode

- $\alpha = \frac{Q}{G + Q}$
- $M_t \geq \text{Max} \{1.05M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0\} - \frac{M_w - M_e}{2}$
- $M_t \geq \begin{cases} (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée int ermédiaire} \\ (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \end{cases}$

Avec :

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

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

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

a.3. Moment sur appuis

- $M=0.2M_0 \dots\dots\dots$ appuis de rive.
- $M=0.6M_0 \dots\dots\dots$ pour une poutre à deux travées.
- $M=0.5M_0 \dots\dots\dots$ pour les appuis voisins des appuis de rives d’une poutre à plus dedeux travées.

- $M=0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

a.4. Effort tranchant

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

$$L=a+b$$

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

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

Effort tranchant à gauche : $V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a}$

Effort tranchant à droite : $V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$

b. Méthode de CAQUOT

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

Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

b.1.Exposé de la méthode

1. Moment sur appuis

* $M_a = 0,2M_0$ Appuis de rives

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

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

2. Moment en travée

$$x = \left(\frac{1}{2} + \frac{M_w - M_e}{8M_0} \right) \cdot l$$

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

avec :

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).

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

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

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

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

$l'=l$ pour une travée de rive.

$l'=0.8l$ pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre.

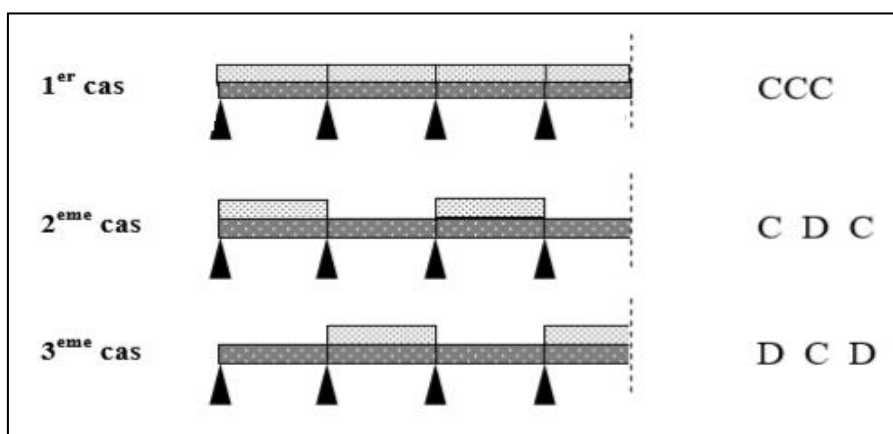


Figure III.19. Chargement de la méthode de Caquot

3. Effort tranchant

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

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

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

* **2^{ème}étape** : Après le coulage de la table de compression

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

B. Evaluation des charges et surcharges et combinaison des charges

Plancher terrasse

$G=7.03 \times 0,65=4,57 \text{ kN/ml}$

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

Plancher étage courant

$G=5,46 \times 0,65=3,55 \text{ kN/ml}$ $Q=1,5 \times 0,65=0,98 \text{ kN/ml}$

Tableau.III.13. Combinaison des charges

Type	G(kN/m ²)	Q(kN /m ²)	$q_u=1.35G+1.5Q$	$q_s=G+Q$
Terrasse	4,57	0,65	7,14	5,22
Etage courant	3,55	0,98	6,26	4,53

Conclusion :

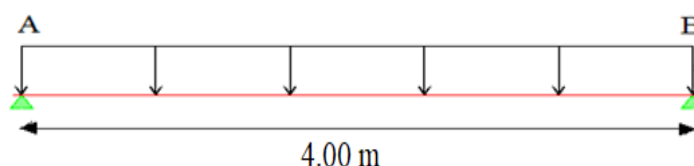
les poutrelles du plancher terrasse sont sensiblement les plus sollicitées.

C. Calcul des efforts internes :

Tableau.III.14. Les efforts internes

Méthode de forfaitaire		Méthode de CAQUOT			
q_u	q_s	q_u chargé	q_s chargé	q_u déchargé	q_s déchargé
8.48	5.99	8.48	5.99	6.17	4.57

1. Poutrelles à une travée :



Type : à (01) travée

Méthode : forfaitaire

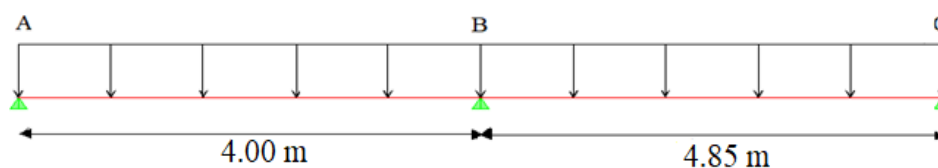
Justification : toutes les hypothèses sont vérifiées.

Les efforts obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

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

Travée	Portée réelle (m)	Appui	Moment en appui (kN .m)		Moment en travée (kN.m)		Abscisses		Effort tranchant (KN)			
			ELU	ELS	ELU	ELS	a	B	ELU		ELS	
									T_w	T_e	T_w	T_e
A-B	4	A	-2.86	-2.09	12.14	8.87	2	2	-14.81	14.81	-10.83	10.83
		B	-2.86	-2.09								

2. Poutrelle à deux travées :



Type : à (02) travées

Méthode : forfaitaire

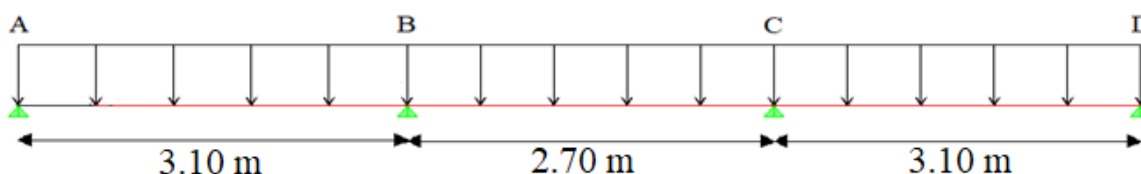
Justification : toutes les hypothèses sont vérifiées.

Les efforts obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.16. Tableau récapitulatif des efforts à deux travées

Travée	Portée réelle (m)	Appui	Moment en appui (kN.m)		Moment en travée (kN.m)		Abscisses		Effort tranchant (kN)			
			ELU	ELS	ELU	ELS	a	b	ELU		ELS	
									T _w	T _e	T _w	T _e
A-B	4	A	-2.86	-2.09	9.5	6.94	1.7	2.3	-13.41	18.15	-9.81	13.27
B-C	4.85	B	-12.34	-9.02	15.02	10.98	2.61	2.19	-20.93	17.5	-15.3	12.79
		C	-4.11	-3.01								

3. Poutrelle à trois travées :



Type : à (03) travées

Méthode : forfaitaire

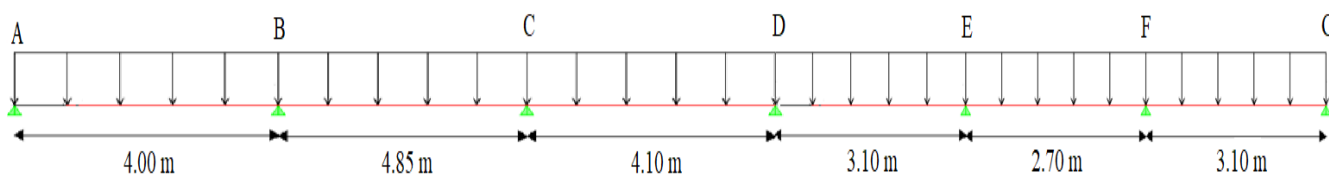
Justification : toutes les hypothèses sont vérifiées.

Les efforts obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.17. Tableau récapitulatif des efforts à trois travées

Travée	Portée réelle (m)	Appui	Moment en appui (kN.m)		Moment en travée (kN.m)		Abscisses		Effort tranchant (kN)			
			ELU	ELS	ELU	ELS	a	B	ELU		ELS	
									T _w	T _e	T _w	T _e
A-B	3.1	A	-1.72	-1.25	6.69	4.89	1.45	1.65	-11.62	13.28	-8.5	9.71
B-C	2.7	B	-4.29	-3.14	3.68	2.69	1.35	1.35	-10.89	10.89	-7.396	7.96
C-D	3.1	C	-4.29	-3.14	6.69	4.89	1.65	1.45	-7.57	11.62	-5.39	8.5
		D	-1.72	-1.25								

4. Poutrelle à six travées :



Type : à (06) travées

Méthode : CAQUOT

Justification : Les portées successives ne sont pas dans un rapport compris entre 0.8 et 1,25.

Les efforts obtenus sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau III.18. Tableau récapitulatif des efforts à quatre travées

Travé	Porté réelle (m)	Porté fictive (m)	appui	Moment en appui (kN.m)		Moment entravée(KN.		Effort tranchant (kN)			
				ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
								T _w	T _e	T _w	T _e
A-B	4	4	A	-2,86	-2.09	6.62	4.06	12.3	-16.84	8.72	-12.3
B-C	4,85	3,88	B	-13,06	-9.54	10.94	7.04	17.75	-17.1	12.97	-12.4
C-D	4,1	3,28	C	-11,00	-8.04	7.41	4.58	15.53	-14.17	11.34	-10.16
D-E	3,1	2,48	D	-7,38	-5.39	3.8	2.13	11.97	-10.56	8.75	-7.53
E-F	2,7	2,16	E	-4,59	-3.35	2.35	1.05	9.25	-10.31	6.63	-7.53
F-G	3,1	3,1	F	-6,37	-4.65	4.47	3.07	12.58	-9.76	9.19	-7.04
			G	-1.61	-1.25						

III.6.2.3. 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 :

E.L.U : $M_{tu}^{max}=15.02 \text{ kNm}$

$M_{au}^{max}=13.06 \text{ kNm}$

$T_u^{max}=20.93 \text{ kN}$

E.L.S : $M_{tser}^{max}=10.98 \text{ kNm}$

$M_{aser}^{max}=9.54 \text{ kNm}$

$$T_{ser}^{max}=15.30 \text{ kN}$$

a. Ferrailage en travée

$h=24 \text{ cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=21.6\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$;
 $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

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

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

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 72.21 \text{ kNm}$$

On a : $M_{tu} = 15.02 \text{ kN.m} < M_{tab} = 72.21 \text{ kN.m}$

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 ($b \times h$) en flexion simple.

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

Tableau.III.19. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée

$M_{tu}(\text{kN.m})$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(\text{cm}^2)$	A	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(\text{MPa})$	$A_s(\text{cm}^2)$
15.02	0,035	Oui	0	0,044	21,22	Oui	10‰	348	2,03

▪ Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,7\text{cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,7\text{cm}^2 ; 2.03\text{cm}^2\} = 2.03 \text{ cm}^2$$

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

a. Ferrailage sur appuis

On a : $M_{au}^{max} = 13.06 \text{ kNm} < M_{tab} = 72.21 \text{ kNm}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

Tableau III.20. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

$M_{au}(kN.m)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A_s'(cm^2)$	A	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	$\sigma_s(MPa)$	$A_s(cm^2)$
13,06	0,165	Oui	0	0,226	19,65	Oui	10‰	348	1,91

▪ **Condition de non fragilité**

$$A_s^{min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,31cm^2$$

$$A_s = 1,91 cm^2 > A_s^{min} = 0,31cm^2$$

Choix : 1T12+1T10 ($A_s = 1,92 cm^2$)

III.6.2.4. Vérifications

a. Effort tranchant

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 20,93 kN$.

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

Tel que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0d} = 0,8MPa < \bar{\tau}_u \quad \text{Vérifiée}$$

Au voisinage des appuis

▪ **Appuis de rives**

• **Vérification de la compression du béton**

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 17,5 kN$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{17,5 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 216} = 0,75MPa < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67MPa \quad \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 1.92 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,5 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfiée}$$

- **Appuis intermédiaires**

- **Vérification de la contrainte de compression**

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{20.93 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 216} = 0,9 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \quad \text{Vérfiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales**

$$A_s = 1.92 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = 0,5 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérfiée}$$

b. Vérification à l'E.L.S

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

- **Vérification des contraintes du béton**

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

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

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- **Détermination de l'axe neutre**

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

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

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

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

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

$$\begin{cases} b_0y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A_s - A'_s)]y - [(b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + c'A'_s)] = 0 \\ I = \frac{b_0}{3}y^3 + \frac{(b - b_0)h_0^3}{12} + (b - b_0)h_0\left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2] \end{cases}$$

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

	M _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Vérification
Travée	10,98	2,36	0	4,34	12491,63	3,81	Vérifiée
Appuis	9,54	1,92	0	3,95	10307,16	3,66	Vérifiée

c. Vérification de la flèche

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

h=24cm; b₀=12cm; d=21.6cm; L=4,75m; M_{tser}=10.98kNm; T_u^{max}=20.93kN; A_s=2.36cm²; f_e=400MPa.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,05 < 0,0625$ *non vérifiée*
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,009 < 0,0105$ *vérifiée*
- $\frac{h}{L} = 0,05 < \frac{10,98}{10 \times 9,11} = 0,12$ *non vérifiée*

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

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

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,97 \text{ cm}$ ($L = 4,85 \text{ m}$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- **Position de l'axe neutre "y₁" :**

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

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

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

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

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + 0,4\lambda_v \mu}$$

Avec :

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

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

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

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

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

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

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau.III.22. tableau Récapitulatif du calcul de la flèche

M _{ser} (kNm)	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)
10,98	2,36	8,68	0,009	215,4	4,52	1,81	0,75	39840,84	9990,37	28423,15

▪ **Calcul des modules de déformation :**

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

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,40MPa$$

▪ **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 8.04mm \quad (L = 4,85 m)$$

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

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 8.48mm$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0.44mm < \bar{f} = 9.5mm \quad \text{vérifiée}$$

III.6.2.5. Calcul des armatures transversales et l'espacement :

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

« **BAEL 91 modifié 99** » :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ \bullet S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) \\ \bullet \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

« **RPA99 modifié en 2003** »

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

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,69\text{cm} ; 1\text{cm} ; 1,2\text{cm}) = 0,69\text{cm}$$

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

- Selon le "BAEL 91 modifié 99" :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,06\text{cm} \\ \bullet S_t \leq 19,44\text{cm} \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,012\text{cm} \end{array} \right.$$

- Selon le "RPA99 modifié en 2003" :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036\text{cm} & \\ \bullet S_t \leq 6\text{cm} & \text{Zonenodale} \\ \bullet S_t \leq 12\text{cm} & \text{Zonecourante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures

On adopte : $A_t = 2\phi_6 = 0,57\text{cm}^2$

Choix des espacements

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{ll} S_t = 6\text{cm} & \text{Zonenodale} \\ S_t = 12\text{cm} & \text{Zonecourante} \end{array} \right.$

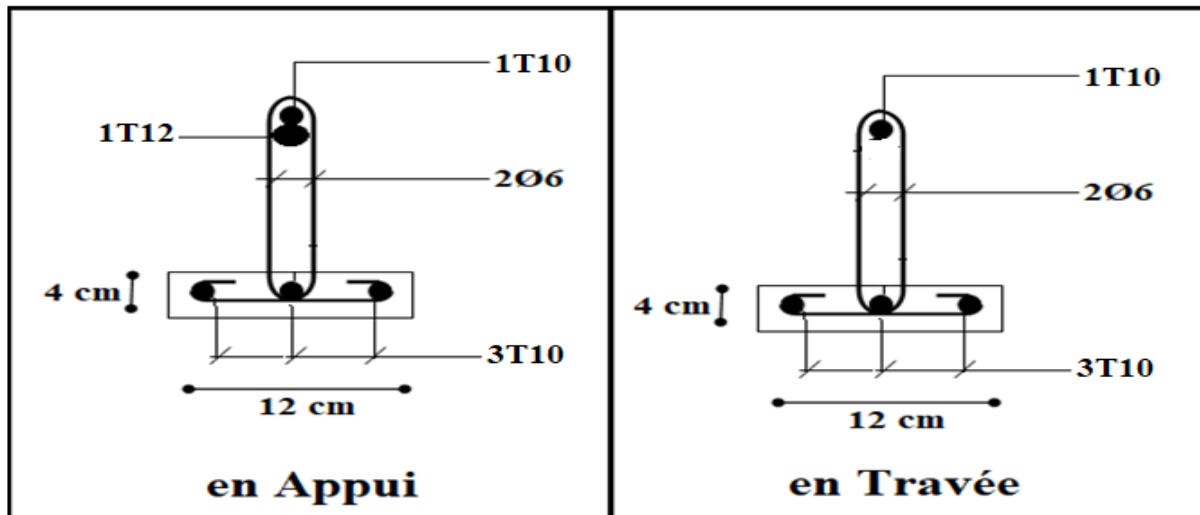


Figure III.20. Disposition constructive des armatures des poutrelles

III.6.2.6. Ferrailage de la dalle de compression

Il est utile de prévoir des armatures dans les hourdis sur entrevous pour :

- ✓ limiter les risques de fissuration par retrait, qui sont eux-mêmes aggravés par l'utilisation de ciments à fort retrait.
- ✓ résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- ✓ réaliser un effet de répartition, entre nervures voisines, des charges localisées, notamment de celles correspondant aux cloisons.

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

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

Si :

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e}$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=62 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles (A.R).et $A_2=A_1/2$

$f_e=520$ MPa quadrillage de T.S.520.

On a : $L1 = 65$ cm $\Rightarrow A_1 = 4 \times \frac{65}{400} = 0,65$ cm² / ml

5T5 $\Rightarrow A_1 = 0,98$ cm²

$S_t = \frac{100}{5} = 20$ cm

• **Armatures de répartition**

$A_2 = A_1 / 2 = 0,49$ cm²

Soit 5T5 $\Rightarrow A_2 = 0,98$ cm² et $S_t = 20$ cm.

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte des treillis Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

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.

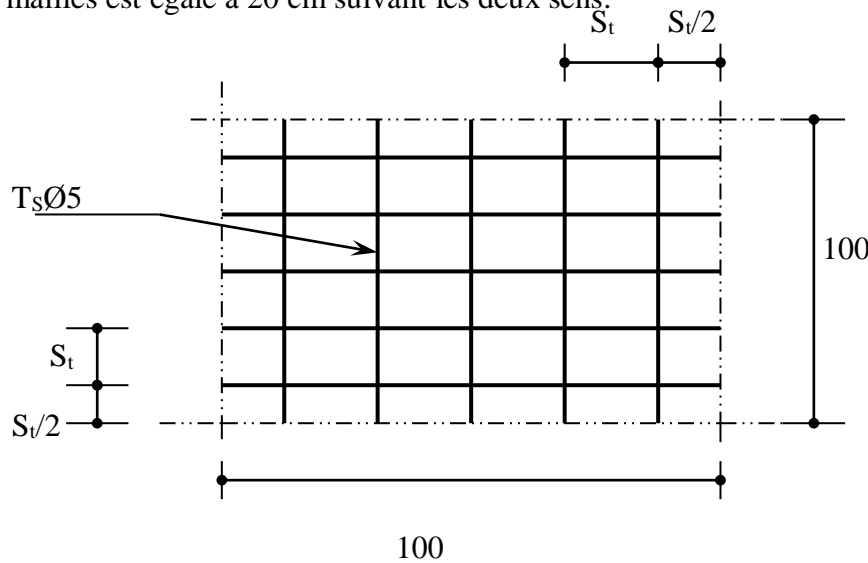


Figure III.21. Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.7. Etude De La Dalle Machine

III.7.1. Introduction

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.7.2. Dimension et charges :

D'après chapitre II on a :

L'épaisseur de la dalle machine : $e = 25\text{cm}$

Charges permanentes : $G = 46.25\text{kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 5\text{ kN/m}^2$

III.7.3. Combinaison Des Charges :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 69.94\text{kN/m}^2$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = 51.25\text{ kN/m}^2$

III.7.4. Calcul Des Efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

Calcul de "ρ" :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,1}{2,1} = 1 \leq 1$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

$$* M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

D'après le BAEL : ($\mu_x ; \mu_y$)

E.L.U :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,037 \Rightarrow M_x = 11.41\text{kNm} \\ \mu_y = 1 \Rightarrow M_y = 11.41\text{kNm} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

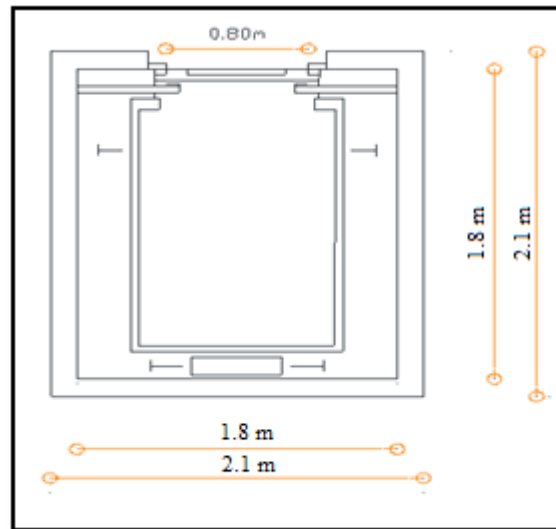


Figure III.22. Dimension de l'ascenseur

-Moments en travées :

$$M_{tx}=0,85M_x=9.7 \text{ kN m}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=9.7 \text{ kN.m}$$

-Moments sur appuis :

$$M_{ax}=-0,3M_x=-3.42\text{kNm}$$

$$M_{ay}=-0,3M_y=-3.42\text{kNm}$$

$$M_a=\text{Max}(M_{ax} ; M_{ay})=-3.42\text{kNm}$$

III.7.5. Ferrailage De La Dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de $1m$, on aura une section $(b \times h)=(100 \times 25)\text{cm}^2$ qui travaille en flexion simple.

III.8.5.1. Ferrailage En Travée**a. Dans le sens "L_x" :**

On a : $b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d_x=0,9h=22,5\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau III.23. Tableau récapitulatif dus ferrailage en travée (sens L_x).

M _{tx} (kNm)	μ	A' _s (cm ²)	α	Z(cm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A ^{adp} _s (cm ²)
9,70	0,014	0	0,017	22,3	1,25	4T10	3,14

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{4} = 25\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \text{vérifiée}$$

b. Dans le sens "L_y" :

On a : $b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d_y=d_x-\emptyset_x=21.5\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau III.24. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y).

M _{ty} (kNm)	μ	A' _s (cm ²)	α	Z(cm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A ^{adp} _s (cm ²)
-----------------------	---	------------------------------------	---	-------	--	-------	--

9,70	0,015	0	0,019	21,3	1,31	4T10	3,14
------	-------	---	-------	------	------	------	------

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h;45cm) = 45cm \quad \text{vérifiée}$$

III.7.5.2. Ferrailage Sur Appuis

On a : $b=100cm$; $h=25cm$; $d=22,5cm$; $c=2cm$; $\sigma_{bc}=14,17MPa$; $\sigma_s=348MPa$

Tableau III.25. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.

$M_a(kNm)$	μ	$A'_s(cm^2)$	α	$Z(cm)$	$A^{cal}_s(cm^2)$	Choix	$A^{adp}_s(cm^2)$
3,42	0,005	0	0,006	22,4	0,44	4T10	3,14

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h;33cm) = 33cm \text{ (sens } x-x) & \text{vérifiée} \\ \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h;45cm) = 45cm \text{ (sens } y-y) & \text{vérifiée} \end{cases}$$

III.7.5.3. Calcul Des Armatures Transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 48.96kN$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 48.96kN$$

$$T_u^{max} = Max(T_x; T_y) = 48.96kN$$

$$\tau_u = \frac{48.96 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0,22MPa < \bar{\tau}_u = 1,25MPa \quad \text{vérifiée}$$

II.7.6. Vérification À L'E.L.S

a. Vérification des contraintes :

Béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

Acier

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 240MPa$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 400MPa$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \quad ; \quad q_{ser} = 51.25kN/m^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S

$$\begin{cases} \mu_x = 0,037 \Rightarrow M_x = 8.36kNm \\ \mu_y = 1 \Rightarrow M_y = 8.36kNm \end{cases}$$

-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 7.11kN.m$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 7.11kNm$$

-Moments sur appuis :

$$M_a = \text{Max} (-0,3 M_x ; -0,3 M_y) = -2.51kNm$$

- **Détermination de la valeur de « y » :**

$$\frac{b}{2} y^2 + n A'_s (y - c') - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.26. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

		$M_l(kNm)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(MPa)$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	7,11	3,14	4,16	18242,06	1,6	vérifiée	107,2	vérifiée
	(y-y)	7,11	3,14	4,05	16556,41	1,7		118,8	
Appuis		2,51	3,14	4,16	18242,06	0,6 n,		37,8	

b. Vérification de la condition de non fragilité :

$h=25cm ; b=100cm$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bd = 1.8cm^2 \\ A_y \geq \rho_0 bd = 1.8cm^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0,8\%_0 & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 1 \end{cases}$

➤ **Sens L_{x-x} :**

Sur appuis : $A_x = 3,14cm^2/ml > 1.8cm^2$ vérifiée

En travée : $A_x = 3,14cm^2/ml > 1.8cm^2$ vérifiée

➤ **Sens L_{y-y} :**

Sur appuis : $A_y = 3,14cm^2/ml > 1.8cm^2$ vérifiée

En travée : $A_x = 3,14cm^2/ml > 1.8cm^2$ vérifiée

c -Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{ll} 0,119 > 0,0425 & \text{vérifiée} \\ 0,119 > 0,028 \text{ à } 0,037 & \text{vérifiée} \\ 0,001 < 0,005 & \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

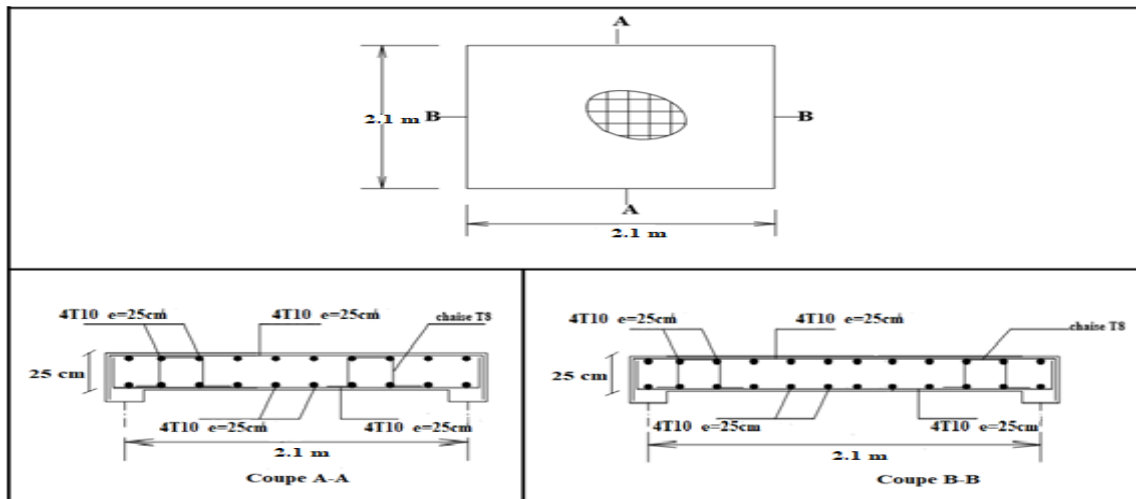


Figure III.23. Ferrailage de la dalle machine

III.8. Plancher a dalle pleine

III.8.1 Définition

Les dalles pleines sont des éléments généralement rectangulaires de dimensions l_x et l_y appuyés sur leurs cotés.

L'étude se fera pour une bande de 1m dans les deux sens, pour le calcul on va utiliser la méthode donnée par le « **CBA93** » qui consiste à déterminer les moments de flexion.

III.8.2. Détermination des charges et surcharges

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6.52 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$P_u = [1,35G + 1,5Q]$$

$$P_u = [1,35 \times 6.52 + 1,5 \times 1,5]$$

$$P_u = 11.05 \text{ kN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 6.52 + 1.5 = 8.02 \text{ kN/m}^2$$

III.8.3. Calcul Des Efforts :

$$\rho = \frac{L_y}{L_x} = \frac{270}{475} = 0.57 > 0,4$$

$0.4 < \rho < 1 \Rightarrow$ Dalle continue travaille dans les deux sens

- **Dans le sens de la petite portée :**

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2$$

- **Dans le sens de la grande portée :**

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

D'après le BAEL 99. $\begin{cases} \rho = 0.57 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.086 \\ \mu_y = 0.305 \end{cases}$

On aura :

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 = 0.086 \times 11.05 \times 2.7^2 = 6.93 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.305 \times 6.93 = 2.12 \text{ kN.m}$$

- **Moment en travée :**

M_{t_x}, M_{t_y} Moment flexion en travée dans le sens L_x, L_y respectivement.

$$M_{t_x} = 0.75 \cdot M_x = 0.75 \times 6.93 = 5.2 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_y} = 0.75 \cdot M_y = 0.75 \times 2.12 = 1.59 \text{ kN.m}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = -0.5 \cdot M_x = -0.5 \times 6.93 = -3.46 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5 \cdot M_y = -0.5 \times 2.12 = -1.06 \text{ kN.m}$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax}; M_{ay}) = -3.46 \text{ kN.m}$$

III.8.5. Ferrailage De La Dalle :

Le ferrailage de la dalle pleine se fait comme suit :

Pour une bande de $1m$, on aura une section $(b \times h) = (100 \times 20) \text{ cm}^2$ qui travaille en flexion simple.

III.8.4.1. Ferrailage En Travée

- a. **Dans le sens « L_x » :**

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d_x = 0,9h = 18 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Tableau III.27.Tableau récapitulatif dus ferrailage en travée (sens L_x).

M _{ix} (kNm)	μ	A' _s (cm ²)	α	Z(cm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A ^{adp} _s (cm ²)
5,22	0,011	0	0,014	17,90	0,84	4T10	3.14

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h;33cm) = 33cm \quad \text{vérifiée}$$

b. Dans le sens « L_y » :

On a : b=100cm ; h=20cm ; d_y=d_x-Ø_x=17cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; σ_s=348MPa

Tableau III.28. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y).

M _{Iy} (kNm)	μ	A' _s (cm ²)	α	Z(cm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A ^{adp} _s (cm ²)
1,59	0,004	0	0,005	16,97	0,27	4T10	3.14

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h;45cm) = 45cm \quad \text{vérifiée}$$

III.8.4.2. Ferrailage Sur Appuis

On a : b=100cm ; h=20cm ; d=18cm ; c=2cm ; σ_{bc}=14,17MPa ; σ_s=348MPa

Tableau III.29.Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.

M _a (kNm)	μ	A' _s (cm ²)	α	Z(cm)	A ^{cal} _s (cm ²)	Choix	A ^{adp} _s (cm ²)
3,46	0,008	0	0,010	17,93	0,56	4T10	3.14

Espacement :

$$Esp = \begin{cases} \frac{100}{4} = 25cm < Min(3h;33cm) = 33cm(\text{sens } x - x) & \text{vérifiée} \\ \frac{100}{4} = 25cm < Min(4h;45cm) = 45cm(\text{sens } y - y) & \text{vérifiée} \end{cases}$$

III.8.4.3. Calcul Des Armatures Transversales

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$$

$$T_x = \frac{P_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 13,96 \text{kN}$$

$$T_y = \frac{P_u L_x}{3} = 9,95 \text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 13,96 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{13,96 \cdot 10^3}{1000 \times 18} = 0,7 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

III.8.5. Vérification À L'E.L.S

a. Vérification des contraintes :

Béton

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Acier

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e; 150 \eta \right) = 240 \text{MPa}$$

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA ; $f_e = 400 \text{MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,57 \quad ; \quad q_{ser} = 8,02 \text{kN/m}^2$$

$$* M_x = \mu_x q_{ser} L_x^2$$

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S

$$\begin{cases} \mu_x = 0,086 \Rightarrow M_x = 5,05 \text{kN.m} \\ \mu_y = 0,305 \Rightarrow M_y = 1,54 \text{kN.m} \end{cases}$$

-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 3,79 \text{kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 1,15 \text{kN.m}$$

-Moments sur appuis :

$$M_a = \text{Max} (-0,5M_x ; -0,5 M_y) = -1.89 \text{ kNm}$$

- **Détermination de la valeur de “y” :**

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

- **Moment d’inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.30. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

		$M_i(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	3,79	3,14	3,67	11319,63	1,2	vérifiée	71,9	vérifiée
	(y-y)	1,15	3,14	3,56	10011,78	0,4		23,2	
Appuis		1,89	3,14	3,67	11319,63	0,6		52,6	

- b. Vérification de la condition de non fragilité :**

$$h=20\text{cm} ; b=100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bd = 1.75 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bd = 1.44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \quad \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,57 \end{cases}$$

- **Sens L_{x-x} :**

Sur appuis : $A_x = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.75 \text{ cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_x = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.75 \text{ cm}^2$ vérifiée

- **Sens L_{y-y} :**

Sur appuis : $A_y = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.44 \text{ cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_x = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.44 \text{ cm}^2$ vérifiée

c -Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{ll} 0,074 > 0,0375 & \text{vérifiée} \\ 0,074 > 0,028 \text{ à } 0,037 & \text{vérifiée} \\ 0,0017 < 0,005 & \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

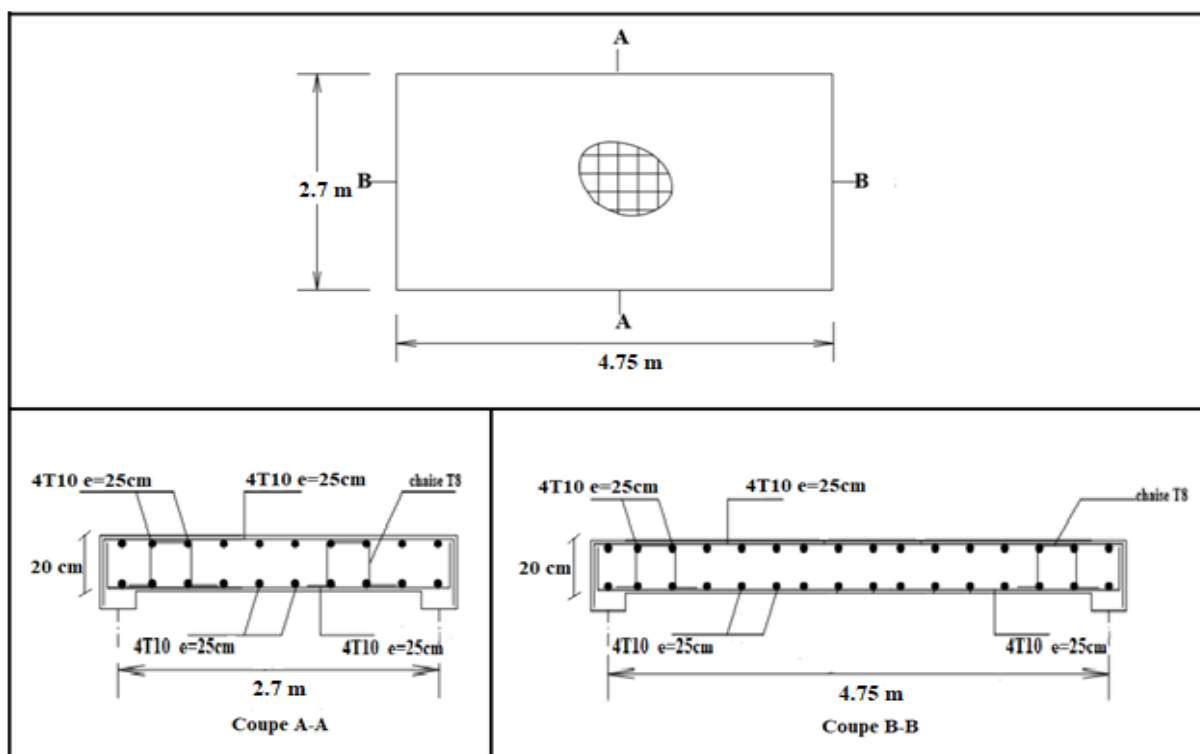


Figure III.24. Ferrailage de la dalle pleine

III.9. Conclusion

Dans ce chapitre on a déterminé le ferrailage minimal des éléments non structuraux à partir des règles connues

Chapitre IV. Etude dynamique et sismique Partie Manuelle

IV. Etude dynamique et sismique

« Partie Manuelle »

IV.1.1.Introduction :

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude, nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

IV.1.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres (fréquences et modes propres) de la structure lors des vibrations libres non- amorties.

IV.2. Choix de la méthode de calcul :

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

Les règles parasismiques Algériennes proposent trois méthodes de calcul des sollicitations.

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

1. La méthode statique équivalente :

a) Principe :

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

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

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

b) Conditions d'applications :

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone IIb

groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieur ou égale à 5 niveaux ou 17m

- * groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieur ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- * groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8 m.
- * 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 ne vérifie pas la régularité

2. La méthode modale spectrale :

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

a) Principe :

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.

b) Modélisation :

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et ou les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

c) Utilisation du spectre 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).
Donc pour des accélérogrammes 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{2/3} & T \geq 3,0s \end{cases} \quad \text{(RPA.Article 4.3.3) [1]}$$

a) Représentation graphique du spectre de réponse :

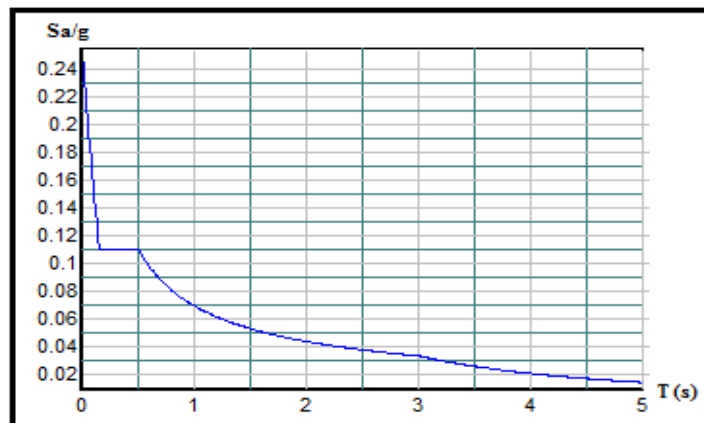


Figure IV.1. Spectre de réponse

Avec :

g : accélération de la pesanteur

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction d'amortissement

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement,

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site,

Q : Facteur de qualité.

IV.3.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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (\text{Article 4.2.3.RPA99 modifié en 2003}) [1]$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone $\begin{cases} \text{groupe d'usage : 2} \\ \text{zone sismique : IIb} \end{cases} \Rightarrow A = 0,20 \dots \dots [1]$

D: facteur d'amplification dynamique moyen.

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

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

T1, T2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans le tableau 4.7 de [1].

➤ 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 « **RPA99 modifié en 2003** [1] » sont :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

Avec :

$C_T = 0,05$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la structure jusqu'au dernier niveau.

$h_N = 21,47m$.

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

Selon x-x : $L_x = 20.35$ m.

Selon y-y : $L_y = 25.75$ m.

$$T = \begin{cases} \text{Selon x - x} \Rightarrow T_x = \min \begin{cases} T_x = 0,09 \frac{21.47}{\sqrt{20.35}} = 0,43 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (21.47)^{3/4} = 0,5 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_x = \min(0.43; 0.5) \\ \text{Selon y - y} \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} T_y = 0,09 \frac{21.47}{\sqrt{25.75}} = 0,38 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (21.47)^{3/4} = 0,5 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_y = \min(0.38; 0.5) \end{cases}$$

Donc on prend:

Selon x-x : $T_x = 0,43$ s.

Selon y-y : $T_y = 0,38$ s.

Sol meuble \Rightarrow site3 $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen :**

On a:

$$\begin{cases} T_x = 0,43 \text{ s} & 0 \leq T \leq T_2 \quad D_x = 2,5\eta \dots \dots \dots \left. \begin{matrix} 0 < T_x < T_2 \\ 0 < T_y < T_2 \end{matrix} \right\} \\ T_y = 0,38 \text{ s} & 0 \leq T \leq T_2 \quad D_y = 2,5\eta \dots \dots \dots \end{cases}$$

Avec :

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule [1]:

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

ξ (%) : est Pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (tableau 4.2) de « **RPA99 modifié en 2003... [1]** »

Pour notre cas on prend :

- Sans voiles : $\xi = 6\%$

Donc : $\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+6)}} \geq 0,7 = 0,935 > 0,7$ (vérifier)

- Avec voiles : $\xi = 10\%$

Donc : $\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} \geq 0,7 = 0,76 > 0,7$ (vérifier)

➤ A.N :

Sans voiles : $D = 2,5 \times 0,935 = 2,33$

Avec voiles : $D = 2,5 \times 0,76 = 1,9$

➤ **Coefficient de comportement**

Les valeurs du coefficient de comportement R sont données par la réglementation en fonction du type de structure (mode de contreventement **tableau (4.3) (Art 4.2.3 [1])** 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 le cas de notre structure, le système de contreventement choisi est un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (R=5).

➤ **Facteur de Qualité Q**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

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

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

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « **q** » "est satisfait ou non ".

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 de « **RPA99 modifié en 2003... [1]** ».

Tableau IV.1. Estimation de la valeur du facteur de qualité.

Critère q	observée (o/n)	Pq // xx	observée (o/n)	Pq // yy
-----------	----------------	----------	----------------	----------

Conditions minimales sur les sites de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

$$Q//xx = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05) = 1.15$$

$$Q//yy = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05) = 1.15$$

➤ Poids de la structure W

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

W_i Étant donné par :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

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 ".

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ (bureaux ou assimilés), (Tableau 4.5) de « **RPA99 modifié en 2003... [1]** ».

Le tableau suivant récapitule les paramètres sismiques retenus pour notre structure.

Tableau IV.2. Paramètres sismiques sans voiles

LES DONNEES	SENS X	SENS Y
A	0.20	0.20
D	2.33	2.33
Q	1.15	1.15
R	5	5

V	$V_x = 0,107 \times W$	$V_y = 0,107 \times W$
---	------------------------	------------------------

Tableau IV.3. Paramètres sismiques avec voiles

LES DONNEES	SENS X	SENS Y
A	0.20	0.20
D	1.90	1.90
Q	1.15	1.15
R	5	5
V	$V_x = 0,087 \times W$	$V_y = 0,087 \times W$

2. Résultante des forces sismiques de calcul :

L'une des premières vérifications préconisée par le « **RPA99 modifié en 2003 [1]** » 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 déterminées 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,.....) dans le rapport :

$$\text{Le rapport } \frac{0,8V}{V_t}.$$

IV.4. Modélisation mathématique :

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

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

IV.4.1. Détermination des fréquences et modes propres :

Une structure classique idéale est dépourvue de tout amortissement de sorte qu'elle peut vibrer indéfiniment tant qu'il soit nécessaire de lui fournir de l'énergie.

Ce comportement est purement théorique en raison de l'existence inévitable des frottements qui amortissent le mouvement.

L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sans amortissement (**VLNA**, Vibration Libre Non Amorties) s'écrit :

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

Où :

$\{\ddot{x}\}$ et $\{x\}$: représentent le vecteur des accélérations et le vecteur des déplacements respectivement de la structure.

[M] : représente la matrice masse de la structure.

[K] : représente la matrice de rigidité de la structure.

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

Dans chaque mode propre de vibration, chaque point de la structure exécute un mouvement harmonique autour de sa position d'équilibre. Ce qui peut s'écrire :

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

Avec :

$\{A\}$: vecteur des amplitudes

ω : Fréquence de vibration

φ : Angle de déphasage

Les accélérations en **VLNA** sont alors données par :

$$\{a(t)\} = -\omega^2 \{A\} \sin(\omega t + \varphi) \dots\dots\dots (3)$$

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

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

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

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

Ce système d'équation est un système à (n) inconnues A_i . C'est un système d'équation homogène qui ne peut admettre une solution non- nulle que si le déterminant de la matrice carrée s'annule, c'est à dire :

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

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

En développant l'équation caractéristique, on obtient une équation polynomiale de degré (2n) en (ω).

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

Le 1^{er} mode vibratoire correspond à ω_1 et il est appelé mode fondamental ($\omega_1 < \omega_2 < \dots < \omega_n$).

A chaque pulsation propre, correspond une forme d'oscillation appelée mode propre $\{\mathbf{A}\}_j$ ou forme modale.

IV.4.2. Caractéristique dynamique :

Pour déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure on dispose plusieurs méthodes :

- Modèle discret
- Modèle continu.
- Modèle en éléments finis

IV.4.2.1. Modèle discret :

Modélisation

- La structure est considérée comme une console encastrée à la base et les masses sont considérées concentrées à chaque niveau de la structure.
- Chaque masse sera considérée avec un seul degré de liberté correspondant au déplacement horizontal (x_k).
- Les planchers sont supposés infiniment rigides dans leurs plans.

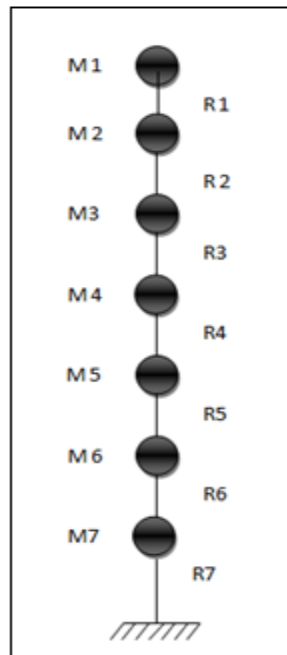


Figure. IV.2 Modélisation des masses et des rigidités.

En ce qui va suivre on déterminera les masses par étages, ces masses regrouperont les planchers, les poutres, les poteaux, les murs les cloisons. Ainsi que tous éléments secondaires tels que l'acrotère.

Par la suite on calculera les rigidités des poteaux (par conséquent les rigidités des tiges R1, R2, R3...R7), au passage on déterminera les centres de rigidités et de masses dans le plan X-Y pour chaque étage.

IV.5. Modélisation initiale :Caractéristiques géométriques et massique de la structure (sans voiles) :

IV.5.1. Détermination des masses et centres de masse par étages :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, cloisons, maçonnerie extérieure),

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du CDM de l'élément i par rapport au repère global.
 Suivant le tableau on a obtenu les résultats suivant :



Figure. IV.3schéma de la disposition des éléments

Tableau IV.4. La masse et centre massique de chaque niveau.

Centre massique de la terrasse					
Elément	Masse(Ton)	X	Y	X*M	Y*M
Plancher	1906,71	5,06	9,50	9649,87	18112,36
Poteaux	102,60	7,17	10,45	735,98	1072,17
poutres s	295,28	6,84	9,60	2019,14	2834,19
poutres p	329,81	6,54	10,41	2156,22	3432,93
Acrotère	186,08	6,64	10,25	1235,81	1907,61
Maçonnerie demi-étage	263,06	6,56	10,30	1726,96	2709,09
Σ	3083,54	Xm	Ym	17523,99	30068,35
		5,68	9,75		
Centre massique de niveau 2					
Elément	Masse(Ton)	X	Y	X*M	Y*M
Plancher	1592,67	5,00	9,45	7959,09	15058,45
Poteaux	205,20	7,17	10,45	1471,97	2144,34
poutres s	295,28	6,84	9,60	2019,14	2834,19
poutres p	329,81	6,54	10,41	2156,22	3432,93
Maçonnerie étage	620,07	6,56	10,30	4070,69	6385,71
Escalier	44,01	7,46	13,35	328,17	587,45
Σ	3087,04	Xm	Ym	18005,28	30443,07
		5,83	9,86		
Centre massique de niveau 3					
Elément	Masse(Ton)	X	Y	X*M	Y*M
Plancher	1592,67	5,00	9,45	7959,09	15058,45
Poteaux	205,20	7,17	10,45	1471,97	2144,34
poutres s	295,28	6,84	9,60	2019,14	2834,19
poutres p	329,81	6,54	10,41	2156,22	3432,93
Maçonnerie étage	620,07	6,56	10,30	4070,69	6385,71
Escalier	88,02	7,46	11,69	656,33	1028,51
Σ	3131,05	Xm	Ym	18333,45	30884,12
		5,86	9,86		
Centre massique de niveau 4					
élément	Masse(Ton)	X	Y	X*M	Y*M

plancher	1592,67	5,00	9,45	7959,09	15058,45
poteaux	279,30	7,17	10,45	2003,51	2918,69
poutres s	291,60	6,84	9,58	1994,82	2794,21
poutres p	324,38	6,55	10,42	2124,99	3378,68
Maçonnerie étage	620,07	6,56	10,30	4070,69	6385,71
escalier	88,02	7,46	11,69	656,33	1028,51
Σ	3196,04	Xm	Ym	18809,43	31564,23
		5,89	9,88		
Centre massique de niveau 5					
élément	Masse(Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	1592,67	5,00	9,45	7959,09	15058,45
poteaux	279,30	7,17	10,45	2003,51	2918,69
poutres s	291,60	6,84	9,58	1994,82	2794,21
poutres p	324,38	6,55	10,42	2124,99	3378,68
Maçonnerie étage	620,07	6,56	10,30	4070,69	6385,71
escalier	88,02	7,46	11,69	656,33	1028,51
Σ	3196,04	Xm	Ym	18809,43	31564,23
		5,89	9,88		
Centre massique de niveau 6					
élément	Masse(Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	1592,67	5,00	9,45	7959,09	15058,45
poteaux	364,80	7,17	10,45	2616,83	3812,16
poutres s	287,93	6,84	9,57	1970,50	2754,23
poutres p	318,94	6,56	10,42	2093,75	3324,42
Maçonnerie étage	620,07	6,56	10,30	4070,69	6385,71
escalier	88,02	7,46	11,69	656,33	1028,51
Σ	3272,43	Xm	Ym	19367,19	32363,48
		5,92	9,89		
Centre massique de niveau 7					
élément	Masse(Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	1750,21	4,77	8,78	8342,78	15365,25
poteaux	425,58	6,10	10,74	2597,39	4571,42
poutres s	353,18	5,20	10,01	1836,74	3534,65

poutres p	343,69	6,00	10,73	2061,01	3687,23
Maçonnerie étage	621,52	6,67	10,71	4146,94	6657,23
escalier	88,02	7,46	11,69	656,33	1028,51
acrotère	64,46	-1,90	12,08	-122,69	778,38
Σ	3646,65	Xm	Ym	19518,50	35622,67
		5,35	9,77		

IV.5.2. Calcul Des Rigidités et centres de rigidité de chaque étage :

R_{Pot} : rigidité d'un poteau

$R_{Pot} = 12EI / h^3$ avec $I = b^4 / 12$.

h : hauteur des niveaux.

Tableau IV.5. Rigidité et centre de rigidité du rez de chaussée.

N° du Poteau	Centre de rigidité N7 RDC 40X40				
	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R
1	24434,60	0,00	0,00	0,00	0,00
2	24434,60	3,20	0,00	78190,71	0,00
3	24434,60	8,60	0,00	210137,52	0,00
4	24434,60	11,60	0,00	283441,31	0,00
5	24434,60	14,65	0,00	357966,82	0,00
6	24434,60	17,95	0,00	438600,99	0,00
7	24434,60	0,00	4,30	0,00	105068,76
8	24434,60	3,20	4,30	78190,71	105068,76
9	24434,60	8,60	4,30	210137,52	105068,76
10	24434,60	11,60	4,30	283441,31	105068,76
11	24434,60	14,65	4,30	357966,82	105068,76
12	24434,60	17,95	4,30	438600,99	105068,76
13	24434,60	0,00	9,45	0,00	230906,93
14	24434,60	3,20	9,45	78190,71	230906,93
15	24434,60	8,60	9,45	210137,52	230906,93
16	24434,60	11,60	9,45	283441,31	230906,93
17	24434,60	14,65	9,45	357966,82	230906,93

18	24434,60	17,95	9,45	438600,99	230906,93
19	24434,60	0,00	14,35	0,00	350636,44
20	24434,60	3,20	14,35	78190,71	350636,44
21	24434,60	8,60	14,35	210137,52	350636,44
22	24434,60	0,00	17,75	0,00	433714,07
23	24434,60	3,20	17,75	78190,71	433714,07
24	24434,60	8,60	17,75	210137,52	433714,07
25	24434,60	0,00	20,75	0,00	507017,85
26	24434,60	3,20	20,75	78190,71	507017,85
27	24434,60	8,60	20,75	210137,52	507017,85
28	24434,60	0,00	24,15	0,00	590095,48
29	24434,60	3,20	24,15	78190,71	590095,48
30	24434,60	8,60	24,15	210137,52	590095,48
31	7731.26	-2,05	0,00	-50090,92	0,00
32	7731.26	-2,05	4,30	-50090,92	105068,76
33	7731.26	-2,05	9,45	-50090,92	230906,93
34	7731.26	-2,05	14,35	-50090,92	350636,44
35	7731.26	-2,05	17,75	-50090,92	433714,07
36	7731.26	-2,05	20,75	-50090,92	507017,85
37	7731.26	-2,05	24,15	-50090,92	590095,48
Σ	904080,03	Xr	Yr	4907688,49	9877685,19
		5,43	10,93		

Tableau IV.6. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant.

N° du Poteau	Centre de rigidité N6 40X40				
	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R
1	29308,39	0,00	0,00	0,00	0,00
2	29308,39	3,20	0,00	93786,85	0,00
3	29308,39	8,60	0,00	252052,16	0,00
4	29308,39	11,60	0,00	339977,33	0,00

5	29308,39	14,65	0,00	429367,92	0,00
6	29308,39	17,95	0,00	526085,61	0,00
7	29308,39	0,00	4,30	0,00	126026,08
8	29308,39	3,20	4,30	93786,85	126026,08
9	29308,39	8,60	4,30	252052,16	126026,08
10	29308,39	11,60	4,30	339977,33	126026,08
11	29308,39	14,65	4,30	429367,92	126026,08
12	29308,39	17,95	4,30	526085,61	126026,08
13	29308,39	0,00	9,45	0,00	276964,29
14	29308,39	3,20	9,45	93786,85	276964,29
15	29308,39	8,60	9,45	252052,16	276964,29
16	29308,39	11,60	9,45	339977,33	276964,29
17	29308,39	14,65	9,45	429367,92	276964,29
18	29308,39	17,95	9,45	526085,61	276964,29
19	29308,39	0,00	14,35	0,00	420575,40
20	29308,39	3,20	14,35	93786,85	420575,40
21	29308,39	8,60	14,35	252052,16	420575,40
22	29308,39	0,00	17,75	0,00	520223,93
23	29308,39	3,20	17,75	93786,85	520223,93
24	29308,39	8,60	17,75	252052,16	520223,93
25	29308,39	0,00	20,75	0,00	608149,10
26	29308,39	3,20	20,75	93786,85	608149,10
27	29308,39	8,60	20,75	252052,16	608149,10
28	29308,39	0,00	24,15	0,00	707797,63
29	29308,39	3,20	24,15	93786,85	707797,63
30	29308,39	8,60	24,15	252052,16	707797,63
Σ	879251,71	Xr	Yr	6307165,62	9188180,40
		7,1733333	10,45		

Tableau IV.7. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant.

N° du Poteau	Centre de rigidité N5 et N4 35X35				
	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R
1	17180,04	0,00	0,00	0,00	0,00
2	17180,04	3,20	0,00	54976,13	0,00
3	17180,04	8,60	0,00	147748,35	0,00
4	17180,04	11,60	0,00	199288,47	0,00
5	17180,04	14,65	0,00	251687,59	0,00
6	17180,04	17,95	0,00	308381,72	0,00
7	17180,04	0,00	4,30	0,00	73874,17
8	17180,04	3,20	4,30	54976,13	73874,17
9	17180,04	8,60	4,30	147748,35	73874,17
10	17180,04	11,60	4,30	199288,47	73874,17
11	17180,04	14,65	4,30	251687,59	73874,17
12	17180,04	17,95	4,30	308381,72	73874,17
13	17180,04	0,00	9,45	0,00	162351,38
14	17180,04	3,20	9,45	54976,13	162351,38
15	17180,04	8,60	9,45	147748,35	162351,38
16	17180,04	11,60	9,45	199288,47	162351,38
17	17180,04	14,65	9,45	251687,59	162351,38
18	17180,04	17,95	9,45	308381,72	162351,38
19	17180,04	0,00	14,35	0,00	246533,58
20	17180,04	3,20	14,35	54976,13	246533,58
21	17180,04	8,60	14,35	147748,35	246533,58
22	17180,04	0,00	17,75	0,00	304945,72
23	17180,04	3,20	17,75	54976,13	304945,72
24	17180,04	8,60	17,75	147748,35	304945,72
25	17180,04	0,00	20,75	0,00	356485,84
26	17180,04	3,20	20,75	54976,13	356485,84

27	17180,04	8,60	20,75	147748,35	356485,84
28	17180,04	0,00	24,15	0,00	414897,98
29	17180,04	3,20	24,15	54976,13	414897,98
30	17180,04	8,60	24,15	147748,35	414897,98
Σ	515401,21	Xr	Yr	3697144,69	5385942,66
		7,17	10,45		

Tableau IV.8. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant.

Centre de rigidité N3,N2etN1 30X30					
N° du Poteau	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R
1	9273,36	0,00	0,00	0,00	0,00
2	9273,36	3,20	0,00	29674,75	0,00
3	9273,36	8,60	0,00	79750,88	0,00
4	9273,36	11,60	0,00	107570,95	0,00
5	9273,36	14,65	0,00	135854,69	0,00
6	9273,36	17,95	0,00	166456,77	0,00
7	9273,36	0,00	4,30	0,00	39875,44
8	9273,36	3,20	4,30	29674,75	39875,44
9	9273,36	8,60	4,30	79750,88	39875,44
10	9273,36	11,60	4,30	107570,95	39875,44
11	9273,36	14,65	4,30	135854,69	39875,44
12	9273,36	17,95	4,30	166456,77	39875,44
13	9273,36	0,00	9,45	0,00	87633,23
14	9273,36	3,20	9,45	29674,75	87633,23
15	9273,36	8,60	9,45	79750,88	87633,23
16	9273,36	11,60	9,45	107570,95	87633,23
17	9273,36	14,65	9,45	135854,69	87633,23
18	9273,36	17,95	9,45	166456,77	87633,23
19	9273,36	0,00	14,35	0,00	133072,69

20	9273,36	3,20	14,35	29674,75	133072,69
21	9273,36	8,60	14,35	79750,88	133072,69
22	9273,36	0,00	17,75	0,00	164602,10
23	9273,36	3,20	17,75	29674,75	164602,10
24	9273,36	8,60	17,75	79750,88	164602,10
25	9273,36	0,00	20,75	0,00	192422,18
26	9273,36	3,20	20,75	29674,75	192422,18
27	9273,36	8,60	20,75	79750,88	192422,18
28	9273,36	0,00	24,15	0,00	223951,59
29	9273,36	3,20	24,15	29674,75	223951,59
30	9273,36	8,60	24,15	79750,88	223951,59
Σ	278200,74	Xr	Yr	1995626,62	2907197,71
		7,17	10,45		

Pour l'effet de torsion accidentelle selon **RPA99 modifié en 2003 article 4.3.7 et 4.2.7 [1]** on a pris l'excentricité accidentel en considération

$$e = \max \left\{ \begin{array}{l} \pm 5\% \max(lx, ly) \\ \text{excentricité theorique} \end{array} \right. \Rightarrow e = \max \left\{ \begin{array}{l} \pm 5\% \max(29.70m; 23.30m) \\ \end{array} \right. \Rightarrow e = 1.45m$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9. Détermination de l'excentricité

Niveau	poids (kN)	Rigidité (kN/ml)	Centre de rigidité		Centre de masse		excentricité théorique		±5% max (lx,ly) (m)
			Xr	Yr	Xm	Ym	ex (m)	ey(m)	
1	3083,537	278200,737	7,173	10,450	5,683	9,751	-1,490	-0,699	1,288
2	3087,043	278200,737	7,173	10,450	5,833	9,862	-1,341	-0,588	1,288
3	3131,051	278200,737	7,173	10,450	5,855	9,864	-1,318	-0,586	1,288
4	3196,039	515401,212	7,173	10,450	5,885	9,876	-1,288	-0,574	1,288

5	3196,039	515401,212	7,173	10,450	5,885	9,876	-1,288	-0,574	1,288
6	3272,426	879251,713	7,173	10,450	5,918	9,890	-1,255	-0,560	1,288
7	3646,650	904080,030	5,428	10,926	5,352	9,769	-0,076	-1,157	1,288

IV.5.3 Modélisation du système discret

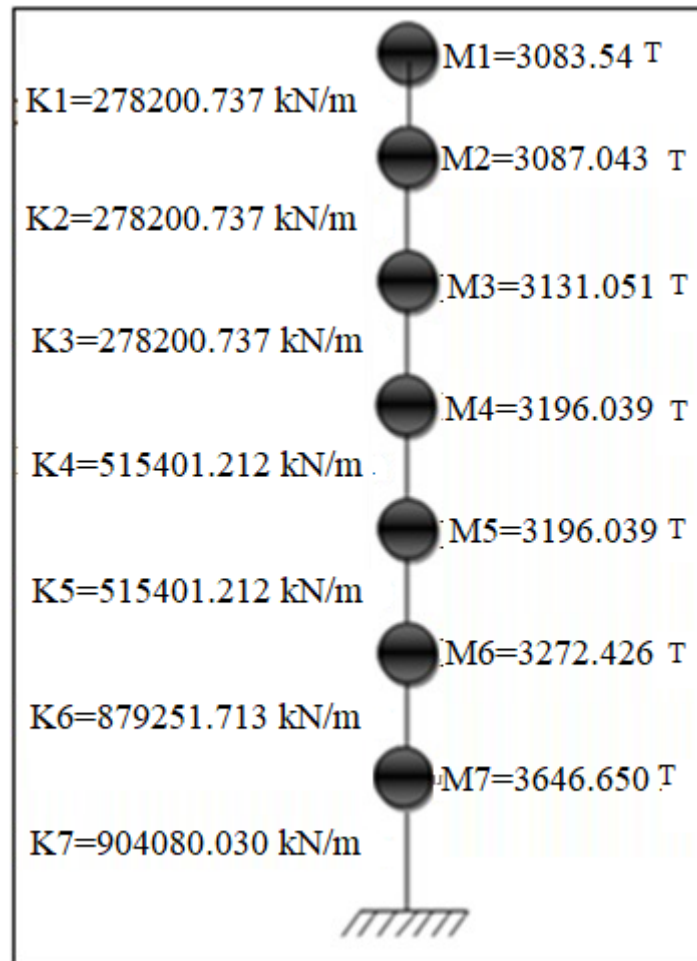


Figure IV.4. Modélisation du système.

IV.5.4. Résolution du système :

Détermination de la matrice masse :

$$[M] = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M_5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_7 \end{bmatrix} T$$

Détermination de la matrice de rigidité :

$$[R] = \begin{bmatrix} R1 & -R1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -R1 & (R1+R2) & -R2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -R2 & (R2+R3) & -R3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -R3 & (R3+R4) & -R4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -R4 & (R4+R5) & -R5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -R5 & (R5+R6) & -R6 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -R6 & (R6+R7) \end{bmatrix} kN/ml$$

Application numérique :

Matrice de masse :

$$[M] = \begin{bmatrix} 308.354 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 308.7043 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 313.1051 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 319.6039 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 319.6039 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 327.2426 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 364.665 \end{bmatrix} T$$

Matrice de rigidité :

$$[R] = 10^5 \times \begin{bmatrix} 2.782 & -2.782 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -2.782 & 5.564 & -2.782 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -2.782 & 5.564 & -2.782 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -2.782 & 7.936 & -5.154 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -5.154 & 10.308 & -5.154 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -5.154 & 13.947 & -8.793 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -8.793 & 17.833 \end{bmatrix} kN/ml$$

IV.5.4.1 Pulsation propres :

Détermination du déterminant de la matrice : $[[K] - \omega^2 [M]]$

$$Det [[K] - \omega^2 [M]] = 0$$

A l'aide du programme 'MATLAB ... [15]' on a pu résoudre cette dernière matrice et on a obtenu :

IV.5.4.2. Déduction des périodes propres :

$$\omega_1 = 8.78 \text{ rad/s} \quad \text{et comme : } T = 2\pi/\omega \quad T_1 = 0.716 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 22.63 \text{ rad/s} \quad T_2 = 0.278 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 36.53 \text{ rad/s} \quad T_3 = 0.172 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 47.39 \text{ rad/s} \quad T_4 = 0.133 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 55.05 \text{ rad/s} \quad T_5 = 0.114 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 68.40 \text{ rad/s} \quad T_6 = 0.092 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 86.40 \text{ rad/s} \quad T_7 = 0.073 \text{ s}$$

IV.5.4.3. Détermination des modes propres pour chaque 'ω' :

La détermination des modes propres revient à résoudre l'équation suivante :

$$| [K] - \omega^2 [M] | (A) = (0)$$

$$| [K] - \omega_i^2 [M] | (A_i) = (0)$$

Pour: $\omega_1 = 8.78 \text{ rad/s}$ Pour: $\omega_2 = 22.63 \text{ rad/s}$ Pour: $\omega_3 = 36.53 \text{ rad/s}$

$$[A1] = \begin{pmatrix} A11 \\ A12 \\ A13 \\ A14 \\ A15 \\ A16 \\ A17 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ 0.9146 \\ 0.7509 \\ 0.5221 \\ 0.3736 \\ 0.2073 \\ 0.1038 \end{pmatrix} \quad [A2] = \begin{pmatrix} A21 \\ A22 \\ A23 \\ A24 \\ A25 \\ A26 \\ A27 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ 0.4325 \\ -0.3807 \\ -0.9746 \\ -0.9857 \\ -0.6838 \\ -0.3766 \end{pmatrix} \quad [A3] = \begin{pmatrix} A31 \\ A32 \\ A33 \\ A34 \\ A35 \\ A36 \\ A37 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -0.4788 \\ -1.2487 \\ -0.1437 \\ 0.5717 \\ 0.8141 \\ 0.5520 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_4 = 37.39 \text{ rad/s}$ Pour: $\omega_5 = 55.05 \text{ rad/s}$ Pour: $\omega_6 = 68.40 \text{ rad/s}$

$$\begin{aligned}
 [A4] &= \begin{pmatrix} A41 \\ A42 \\ A43 \\ A44 \\ A45 \\ A46 \\ A47 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -1.4891 \\ -0.2675 \\ 1.6302 \\ 0.3844 \\ -1.3967 \\ -1.2734 \end{pmatrix} &
 [A5] &= \begin{pmatrix} A51 \\ A52 \\ A53 \\ A54 \\ A55 \\ A56 \\ A57 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -2.3592 \\ 1.0296 \\ 2.7366 \\ -1.1094 \\ -2.6903 \\ -0.5824 \end{pmatrix} &
 [A6] &= \begin{pmatrix} A61 \\ A62 \\ A63 \\ A64 \\ A65 \\ A66 \\ A67 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -4.1850 \\ 12.3539 \\ -36.1490 \\ 42.5328 \\ -2.1663 \\ -24.5964 \end{pmatrix}
 \end{aligned}$$

Pour : $\omega_7 = 86.40 \text{ rad/s}$

$$[A7] = \begin{pmatrix} A71 \\ A72 \\ A73 \\ A74 \\ A75 \\ A76 \\ A77 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -7.3000 \\ 44.7000 \\ -278.9000 \\ 837.3000 \\ -1922.1000 \\ 1800.4000 \end{pmatrix}$$

IV.5.5. Détermination de participation massique des modes :

Elles sont déterminées par la formule suivante :

$$PM_i = \frac{\left(\sum_{i=1}^n M_i A_i \right)^2}{\sum_{i=1}^n M_i A_i^2 \sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : poids de niveau i .

A_i : mode propre i .

Tableau IV.10. Participation massique des modes.

Mode 1	M(KN)	A_1	M^*A_1	$M^*(A)^2$	PM(%)
0,716	3083,537	1	3083,537	3083,537	73,450
	3087,043	0,9146	2823,410	2582,290	
	3131,051	0,7509	2351,106	1765,446	
	3196,039	0,5221	1668,652	871,203	
	3196,039	0,3736	1194,040	446,093	

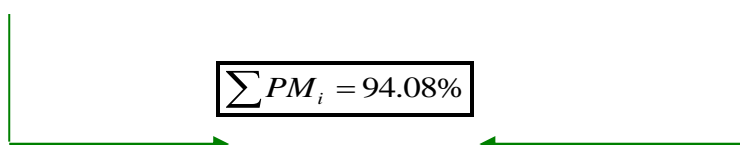
	3272,426	0,2073	678,374	140,627	
	3646,65	0,1038	378,522	39,291	
Σ	22612,785		12177,641	8928,487	
Mode 2	M(KN)	A₁	M*A₁	M*(A)²	PM(%)
0,172	3083,537	1	3083,537	3083,537	15,893
	3087,043	0,4325	1335,146	577,451	
	3131,051	-0,3807	-1191,991	453,791	
	3196,039	-0,9746	-3114,860	3035,742	
	3196,039	-0,9857	-3150,336	3105,286	
	3272,426	-0,6838	-2237,685	1530,129	
	3646,65	-0,3766	-1373,328	517,195	
Σ	22612,785		-6649,517	12303,131	
Mode 3	M(KN)	A₁	M*A₁	M*(A)²	PM(%)
0,133	3083,537	1	3083,537	3083,537	4,737
	3087,043	-0,4788	-1478,076	707,703	
	3131,051	-1,2487	-3909,743	4882,097	
	3196,039	-0,1437	-459,271	65,997	
	3196,039	0,5717	1827,175	1044,596	
	3272,426	0,8141	2664,082	2168,829	
	3646,65	0,552	2012,951	1111,149	
Σ	22612,785		3740,655	13063,908	

D'après l'article 4.3.4 du RPA99 modifié en 2003[1] : le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des participations massiques de ces modes soit au moins égale à 90%.
 $\Rightarrow \Sigma MP_i \geq 90\%$.

Pour: $\omega_1 = 2.222 \text{ rad/s}$ Pour: $\omega_2 = 5.768 \text{ rad/s}$ Pour: $\omega_3 = 9.309 \text{ rad/s}$

$T_1 = 0.716 \text{ s}$ $T_2 = 0.172 \text{ s}$ $T_3 = 0.133 \text{ s}$

$PM_1 = 73.45 \%$ $PM_2 = 15.893 \%$ $PM_3 = 4.747 \%$



IV.9. L'allure des modes :

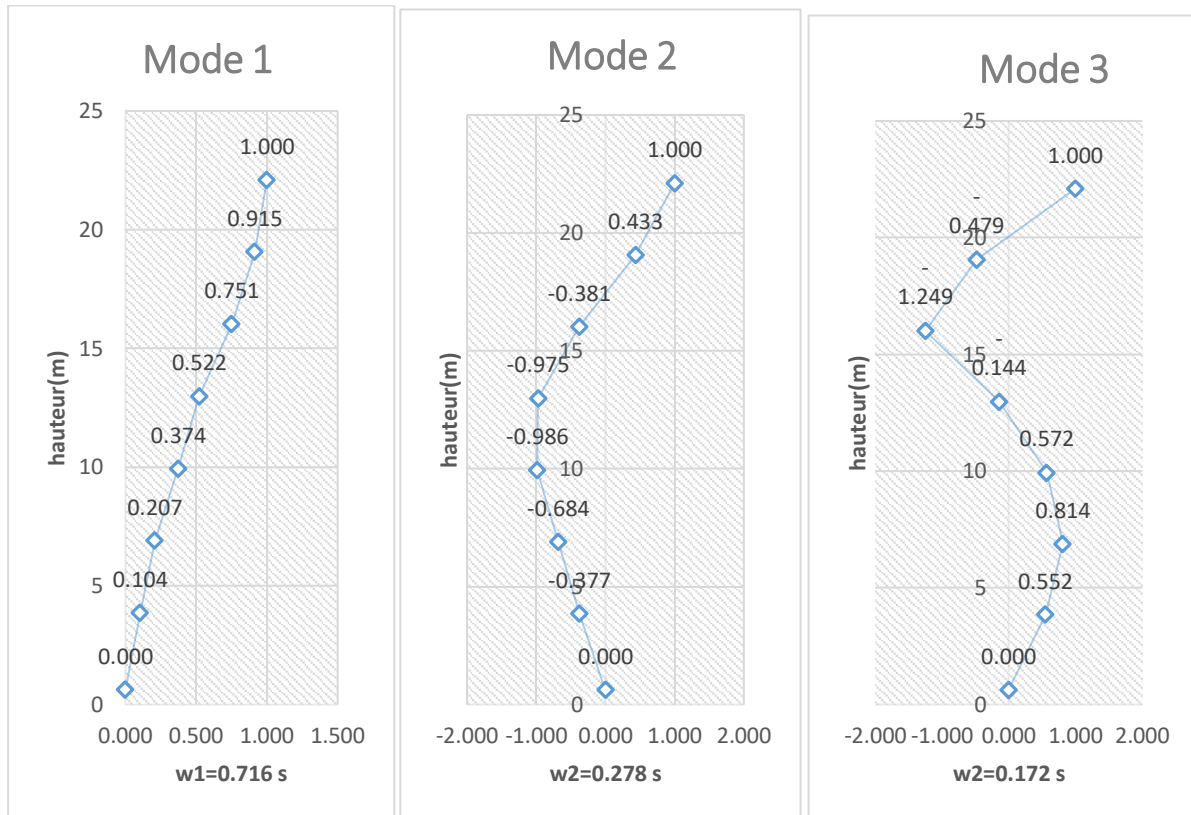


Figure. IV.5.L'allure des trois premiers modes

D'après. Eléments d'analyse dynamique des structures« **FILIATRAULT, André ... [9]** » ;

On a déterminé les forces sismiques suivantes :

IV.5.6. Calcul des masses généralisées :

Les masses généralisées sont calculées par la formule :

$$M'_i = [A]^t [M] [A_i]$$

Tableau. IV.11. La masse généralisée

A1	M'1(kN)	A2	M'2(kN)	A3	M'3(kN)
1	8928,487	1	12303,131	1	13063,908
0,9146		0,4325		-0,4788	
0,7509		-0,3807		-1,2487	
0,5221		-0,9746		-0,1437	
0,3736		-0,9857		0,5717	

0,2073		-0,6838		0,8141	
0,1038		-0,3766		0,552	

IV.5.7. Détermination des coefficients de participation modale (α_i) :

Ce coefficient correspond à un mode de vibration propre, il définit le pourcentage d'énergie absorbée durant ce mode :

$$\alpha_i = \frac{(A)^T [M][I]}{M_i}$$

$[I]$: est la matrice unitaire

M : poids du niveau

Tableau. IV.12. Calcul des coefficients de participation modale

M (kN)	A ₁	M' ₁ (kN)	α_1	A ₂	M' ₂ (kN)	α_2	A ₃	M' ₃ (kN)	α_3
3083,537	1	8928,487	1,364	1	12303,131	-0,540	1	13063,908	0,286
3087,043	0,9146			0,4325			-0,4788		
3131,051	0,7509			-0,3807			-1,2487		
3196,039	0,5221			-0,9746			-0,1437		
3196,039	0,3736			-0,9857			0,5717		
3272,426	0,2073			-0,6838			0,8141		
3646,65	0,1038			-0,3766			0,552		

Tableau IV.13. Paramètres du spectre de réponse

Paramètres du spectre de réponse	
Zone	IIb
Groupe d'ouvrage	2
Coefficient de comportement (R)	5
Amortissement %	7
Facteur de qualité Q	1.2
Site	S3(site meuble)

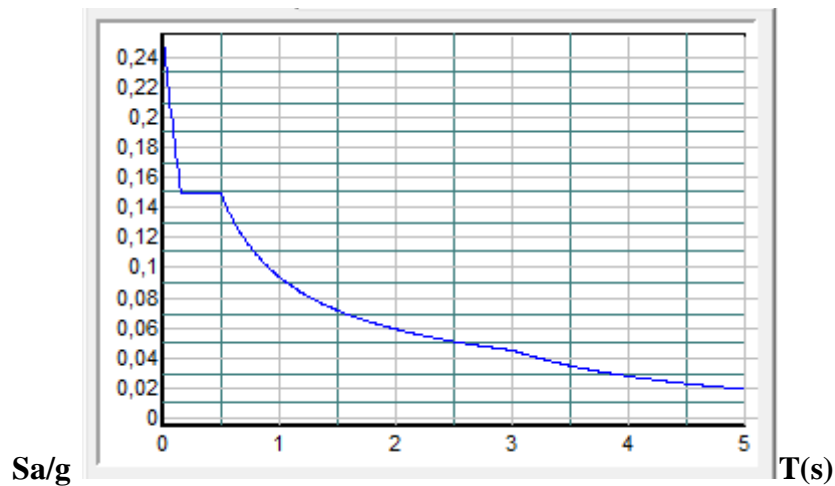


Figure IV.6. Spectre de réponse d'après RPA.

IV.5.8. Calcul des réponses modales maximales dans chaque mode :

Les réponses modales seront calculées par la formule :

$$Xa_i = (A)_i \alpha_i Sa_i$$

Les réponses spectrales sont déduites depuis le spectre de réponse des « **RPA99 modifié en 2003 [1]** »

Par l'injection des périodes propres.

Tableau.IV.14. Réponses modales maximales

A1	α_1	T1(s)	Sa	Xa1	A2	α_2	T2(s)	Sa	Xa2	A3	α_3	T3(s)	Sa	Xa3		
1	1,364	0,716	0,104	0,142	1	-	0,278	0,132	-	1	0,286	0,172	0,132	0,038		
0,9146				0,071					-					-	-	
0,7509				0,031					0,4788					-	-	0,018
0,5221				0,027					-					-	-	0,047
0,3736				0,070					-					-	-	0,005
0,2073				0,070					0,5717					-	-	0,022
				0,049					0,8141					-	-	0,031
	0,6838															

0,1038				0,015	-				0,027	0,552				0,021
					0,3766									

IV.5.9. Calcul des forces sismiques équivalentes maximales pour chaque mode :

$$Q_i = [M] X_{ai}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.15. Les forces sismiques maximales pour chaque mode

M (kN)	Xa1	Qa1(kN)	Xa2	Qa2(kN)	Xa3	Qa3(kN)
3083,537	0,142	437,389	-0,071	-219,987	0,038	116,546
3087,043	0,130	400,491	-0,031	-95,253	-0,018	-55,866
3131,051	0,107	333,496	0,027	85,040	-0,047	-147,774
3196,039	0,074	236,692	0,070	222,222	-0,005	-17,359
3196,039	0,053	169,370	0,070	224,753	0,022	69,060
3272,426	0,029	96,225	0,049	159,642	0,031	100,692
3646,65	0,015	53,692	0,027	97,977	0,021	76,082

IV.5.10. Calcul des forces sismiques pour chaque niveau :

Selon l'article 4.3.5 de « RPA99 modifié en 2003 [1] » l'effet de l'action sismique est calculé par la formule suivante :

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

Sachant que :

E : l'effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode $\langle i \rangle$.

K : nombre de modes retenus .

Tableau IV.16. Les forces sismiques dans chaque niveau.

Niveau	Qa1(kN)	Qa2(kN)	Qa3(kN)	± E (kN)
6	437,389	-219,987	116,546	503,276
5	400,491	-95,253	-55,866	415,436
4	333,496	85,040	-147,774	374,551
3	236,692	222,222	-17,359	325,126

2	169,370	224,753	69,060	289,775
1	96,225	159,642	100,692	211,858
RDC	53,692	97,977	76,082	135,169

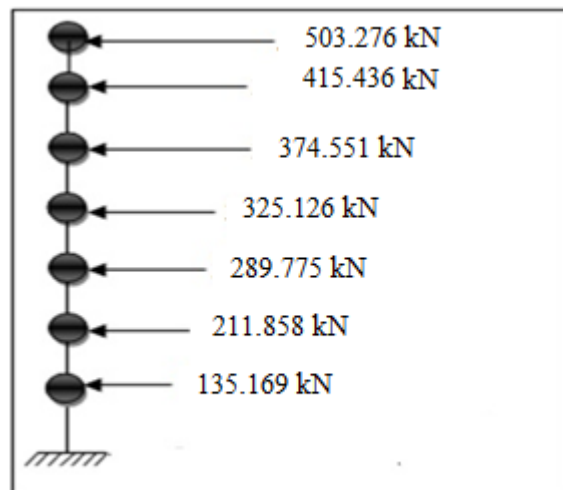


Figure IV.7. Les forces sismiques dans chaque niveau.

IV.5.12. Estimation de l’effort tranchant et le moment fléchissant :

L’effort tranchant est calculé par l’addition des forces sismiques de chaque niveau à partir du dernier niveau jusqu’à la base.

$$V_i = \sum_{i=1}^n E_i \quad \cdot \text{sachant que } n \text{ est le nombre de niveau}$$

Tandis que le moment fléchissant est déterminé en multipliant l’effort tranchant de l’étage considéré par la hauteur de ce dernier.

$$M_i = V_i \cdot h_i \quad \cdot h_i \text{ est la hauteur de l’étage } i$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IV.17. L’effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque niveau

Niveau	hauteur (m)	E (kN)	V (kN)	M(kN.m)
6	3,04	503,276	503,27573	1529,9582

5	3,04	415,436	918,71153	2792,883
4	3,04	374,551	1293,2626	3931,5182
3	3,04	325,126	1618,389	4919,9025
2	3,04	289,775	1908,1639	5800,8183
1	3,04	211,858	2120,0218	6444,8662
RDC	3,23	135,169	2255,1911	7284,2671

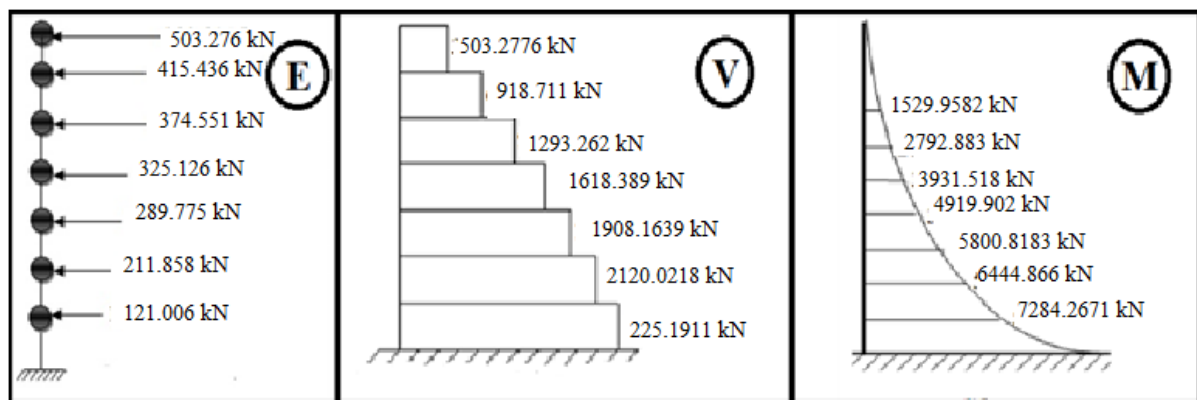


Figure IV.8. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

IV.5.13 Vérification :

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2255.19 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 2255.19 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_s^x = 0.107 \times W \\ V_s^y = 0.107 \times W \end{cases} \text{ On a : } W = 22612.785 \text{ kN} \Rightarrow \begin{cases} V_s^x = 2396.96 \text{ kN} \\ V_s^y = 2396.96 \text{ kN} \end{cases} \begin{cases} 0.8V^x = 1917.56 \text{ kN} \\ 0.8V^y = 1917.56 \text{ kN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 2255.19 \text{ kN} \geq 0.8V^x = 1917.56 \text{ kN} \dots CV \\ V_t^y = 2255.19 \text{ kN} \geq 0.8V^y = 1917.56 \text{ kN} \dots CV \end{cases}$$

➤ Déplacements inter étages :

Tableau IV.18. Vérification des déplacements inter étages

Story	Δ_k	$\delta_k=R.\delta_k$	Δ_k	1%hn	Obs
STORY7	0,142	0,709	0,061	0.0304	CNV
STORY6	0,130	0,649	0,116	0.0304	CNV
STORY5	0,107	0,533	0,162	0.0304	CNV
STORY4	0,074	0,370	0,105	0.0304	CNV
STORY3	0,053	0,265	0,118	0.0304	CNV
STORY2	0,029	0,147	0,073	0.0304	CNV
STORY1	0,015	0,074	0,074	0.0304	CNV

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre) :**

C'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. 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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

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.

Tableau IV.19. Vérification l'effet P- Δ

Story	P	Δ	V	h	θ	≤ 0.1
STORY7	3083,537	0,061	503,276	3,040	0,122	NON
STORY6	3087,043	0,116	415,436	3,040	0,284	NON
STORY5	3131,051	0,162	374,551	3,040	0,446	NON

STORY4	3196,039	0,105	325,126	3,040	0,341	NON
STORY3	3196,039	0,118	289,775	3,040	0,428	NON
STORY2	3272,426	0,073	211,858	3,040	0,373	NON
STORY1	3646,650	0,074	135,169	3,040	0,653	NON

L'effort tranchant, Les déplacements inter-étage et l'effet P- Δ dépassent les valeurs admissibles réglementaire, il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure en ajoutant des voiles.

IV.6.Modélisation finale : Caractéristiques géométriques et massique de la structure (avec voiles) :

IV.6.1. Détermination des masses et centres de masse par étages :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, cloisons, maçonnerie extérieure),

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i .

X_i, Y_i : coordonnées du CDM de l'élément i par rapport au repère global.

Suivant le tableau on a obtenu les résultats suivant :



Figure IV.9.Schéma de la disposition des voiles

Tableau IV.20. La masse et centre massique de chaque niveau sens x-x

élément	Centre massique de la terrasse				
	Masse	X	Y	X*M	Y*M
plancher	2164,61048	5,357542586	9,3682882	11596,993	20278,695
poteaux	102,60	7,17	10,45	735,98	1072,17
poutres s	295,28	6,84	9,60	2019,14	2834,19

poutres p	329,81	6,54	10,41	2156,22	3432,93	
acrotère	186,08	6,64	10,25	1235,81	1907,61	
Maçonnerie demi-étage	263,06	6,56	10,30	1726,96	2709,09	
voil 1	9,9	3,2	8,45	31,68	83,655	
voil 2	9,9	3,2	13,35	31,68	132,165	
voil 3	12,86	0	0	0	0	
voil 4	12,86	0	0	0	0	
l'ascenseur	41,58	7,90	8,40	328,48	349,27	
Σ	3428,53	Xm	Ym	19862,96	32799,77	
		5,79	9,57			
	Centre massique de niveau 2					
élément	Masse	X	Y	X*M	Y*M	
plancher	1592,67	5,00	9,45	7959,09	15058,45	
poteaux	205,20	7,17	10,45	1471,97	2144,34	
poutres s	295,28	6,84	9,60	2019,14	2834,19	
poutres p	329,81	6,54	10,41	2156,22	3432,93	
Maçonnerie étage	620,07	6,56	10,30	4070,69	6385,71	
escalier	44,01	7,46	13,35	328,17	587,45	
voil 1	19,8	3,2	8,45	63,36	167,31	
voil 2	19,8	3,2	13,35	63,36	264,33	
voil 3	25,72	0	0	0	0	
voil 4	25,72	0	0	0	0	
l'ascenseur	83,16	7,90	8,40	656,96	698,54	
Σ	3261,24	Xm	Ym	18788,96	31573,25	
		5,83	9,50			
	Centre massique de niveau 3					
élément	Masse	X	Y	X*M	Y*M	
plancher	1592,67	5,00	9,45	7959,09	15058,45	
poteaux	205,20	7,17	10,45	1471,97	2144,34	

poutres s	295,28	6,84	9,60	2019,14	2834,19	
poutres p	329,81	6,54	10,41	2156,22	3432,93	
Maçonnerie étage	620,07	6,56	10,30	4070,69	6385,71	
escalier	88,02	7,46	11,69	656,33	1028,51	
voil 1	19,8	3,2	8,45	63,36	167,31	
voil 2	19,8	3,2	13,35	63,36	264,33	
voil 3	25,72	0	0	0	0	
voil 4	25,72	0	0	0	0	
l'ascenseur	83,16	7,90	8,40	656,96	698,54	
Σ	3305,25	Xm	Ym	19117,13	32014,31	
		5,78	9,69			
	Centre massique de niveau 4					
élément	Masse	X	Y	X*M	Y*M	
plancher	1592,67	5,00	9,45	7959,09	15058,45	
poteaux	279,30	7,17	10,45	2003,51	2918,69	
poutres s	291,60	6,84	9,58	1994,82	2794,21	
poutres p	324,38	6,55	10,42	2124,99	3378,68	
Maçonnerie étage	620,07	6,56	10,30	4070,69	6385,71	
escalier	88,02	7,46	11,69	656,33	1028,51	
voil 1	19,8	3,2	8,45	63,36	167,31	
voil 2	19,8	3,2	13,35	63,36	264,33	
voil 3	25,72	0	0	0	0	
voil 4	25,72	0	0	0	0	
l'ascenseur	83,16	7,90	8,40	656,96	698,54	
Σ	3370,23	Xm	Ym	19593,12	32694,42	
		5,81	9,70			
	Centre massique de niveau 5					
élément	Masse	X	Y	X*M	Y*M	
plancher	1592,67	5,00	9,45	7959,09	15058,45	
poteaux	279,30	7,17	10,45	2003,51	2918,69	

poutres s	291,60	6,84	9,58	1994,82	2794,21
poutres p	324,38	6,55	10,42	2124,99	3378,68
Maçonnerie étage	620,07	6,56	10,30	4070,69	6385,71
escalier	88,02	7,46	11,69	656,33	1028,51
voil 1	19,8	3,2	8,45	63,36	167,31
voil 2	19,8	3,2	13,35	63,36	264,33
voil 3	25,72	0	0	0	0
voil 4	25,72	0	0	0	0
l'ascenseur	83,16	7,90	8,40	656,96	698,54
Σ	3370,23	Xm	Ym	19593,12	32694,42
		5,81	9,70		
Centre massique de niveau 6					
élément	Masse	X	Y	X*M	Y*M
plancher	1592,67	5,00	9,45	7959,09	15058,45
poteaux	364,80	7,17	10,45	2616,83	3812,16
poutres s	287,93	6,84	9,57	1970,50	2754,23
poutres p	318,94	6,56	10,42	2093,75	3324,42
Maçonnerie étage	620,07	6,56	10,30	4070,69	6385,71
escalier	88,02	7,46	11,69	656,33	1028,51
voil 1	19,8	3,2	8,45	63,36	167,31
voil 2	19,8	3,2	13,35	63,36	264,33
voil 3	25,72	0	0	0	0
voil 4	25,72	0	0	0	0
l'ascenseur	83,16	7,90	8,40	656,96	698,54
Σ	3446,62	Xm	Ym	20150,88	33493,66
		5,85	9,72		
Centre massique de niveau 7					
élément	Masse	X	Y	X*M	Y*M
plancher	1750,21	4,77	8,78	8342,78	15365,25
poteaux	425,58	6,10	10,74	2597,39	4571,42

poutres s	353,18	5,20	10,01	1836,74	3534,65
poutres p	343,69	6,00	10,73	2061,01	3687,23
Maçonnerie étage	621,52	6,67	10,71	4146,94	6657,23
escalier	88,02	7,46	11,69	656,33	1028,51
acrotère	64,46	-1,90	12,08	-122,69	778,38
voil 1	20,5125	3,2	8,45	65,64	173,33063
voil 2	20,5125	3,2	13,35	65,64	273,84188
voil 3	26,68	0	0	0	0
voil 4	26,68	0	0	0	0
l'ascenseur	89,145	7,9	8,4	704,2455	748,818
Σ	3830,18	Xm	Ym	20354,02	36818,67
		5,31	9,61		

Tableau IV.21. La masse et centre massique de chaque niveau sens y-y

élément	Centre massique de la terrasse				
	Masse	X	Y	X*M	Y*M
plancher	2164,6105	5,3575426	9,3682882	11596,9928	20278,695
poteaux	102,60	7,17	10,45	735,98	1072,17
poutres s	295,28	6,84	9,60	2019,14	2834,19
poutres p	329,81	6,54	10,41	2156,22	3432,93
acrotère	186,08	6,64	10,25	1235,81	1907,61
Maçonnerie demi-étage	263,06	6,56	10,30	1726,96	2709,09
voil 1	9,9	0	0	0	0
voil 2	9,9	0	0	0	0
voil 3	12,86	1,35	20,75	17,36	266,82
voil 4	12,86	9,95	0,00	127,94	0,00
l'ascenseur	41,58	7,90	8,40	328,48	349,27
Σ	3428,53	Xm	Ym	19944,90	32850,77
		5,82	9,58		

Centre massique de niveau 2					
élément	Masse	X	Y	X*M	Y*M
plancher	1592,67	5,00	9,45	7959,09	15058,45
poteaux	205,20	7,17	10,45	1471,97	2144,34
poutres s	295,28	6,84	9,60	2019,14	2834,19
poutres p	329,81	6,54	10,41	2156,22	3432,93
Maçonnerie étage	620,07	6,56	10,30	4070,69	6385,71
escalier	44,01	7,46	13,35	328,17	587,45
voil 1	19,8	0	0	0	0
voil 2	19,8	0	0	0	0
voil 3	25,7175	1,35	20,75	34,718625	533,63813
voil 4	25,7175	9,95	0	255,889125	0
l'ascenseur	83,16	7,90	8,40	656,96	698,54
Σ	3261,24	Xm	Ym	18952,85	31675,25
		5,81	9,71		
Centre massique de niveau 3					
élément	Masse	X	Y	X*M	Y*M
plancher	1592,67	5,00	9,45	7959,09	15058,45
poteaux	205,20	7,17	10,45	1471,97	2144,34
poutres s	295,28	6,84	9,60	2019,14	2834,19
poutres p	329,81	6,54	10,41	2156,22	3432,93
Maçonnerie étage	620,07	6,56	10,30	4070,69	6385,71
escalier	88,02	7,46	11,69	656,33	1028,51
voil 1	19,8	0	0	0	0
voil 2	19,8	0	0	0	0
voil 3	25,7175	1,35	20,75	34,718625	533,63813
voil 4	25,7175	9,95	0	255,889125	0
l'ascenseur	83,16	7,90	8,40	656,96	698,54
Σ	3305,25	Xm	Ym	19281,02	32116,30
		5,83	9,72		

Centre massique de niveau 4					
élément	Masse	X	Y	X*M	Y*M
plancher	1592,67	5,00	9,45	7959,09	15058,45
poteaux	279,30	7,17	10,45	2003,51	2918,69
poutres s	291,60	6,84	9,58	1994,82	2794,21
poutres p	324,38	6,55	10,42	2124,99	3378,68
Maçonnerie étage	620,07	6,56	10,30	4070,69	6385,71
escalier	88,02	7,46	11,69	656,33	1028,51
voil 1	19,8	0	0	0	0
voil 2	19,8	0	0	0	0
voil 3	25,7175	1,35	20,75	34,718625	533,63813
voil 4	25,7175	9,95	0	255,889125	0
l'ascenseur	83,16	7,90	8,40	656,96	698,54
Σ	3370,23	Xm	Ym	19757,00	32796,42
		5,86	9,73		
Centre massique de niveau 5					
élément	Masse	X	Y	X*M	Y*M
plancher	1592,67	5,00	9,45	7959,09	15058,45
poteaux	279,30	7,17	10,45	2003,51	2918,69
poutres s	291,60	6,84	9,58	1994,82	2794,21
poutres p	324,38	6,55	10,42	2124,99	3378,68
Maçonnerie étage	620,07	6,56	10,30	4070,69	6385,71
escalier	88,02	7,46	11,69	656,33	1028,51
voil 1	19,8	0	0	0	0
voil 2	19,8	0	0	0	0
voil 3	25,7175	1,35	20,75	34,718625	533,63813
voil 4	25,7175	9,95	0	255,889125	0
l'ascenseur	83,16	7,90	8,40	656,96	698,54
Σ	3370,23	Xm	Ym	19757,00	32796,42
		5,86	9,73		

Centre massique de niveau 6					
élément	Masse	X	Y	X*M	Y*M
plancher	1592,67	5,00	9,45	7959,09	15058,45
poteaux	364,80	7,17	10,45	2616,83	3812,16
poutres s	287,93	6,84	9,57	1970,50	2754,23
poutres p	318,94	6,56	10,42	2093,75	3324,42
Maçonnerie étage	620,07	6,56	10,30	4070,69	6385,71
escalier	88,02	7,46	11,69	656,33	1028,51
voil 1	19,8	0	0	0	0
voil 2	19,8	0	0	0	0
voil 3	25,72	1,35	20,75	34,72	533,64
voil 4	25,72	9,95	0,00	255,89	0,00
l'ascenseur	83,16	7,90	8,40	656,96	698,54
Σ	3446,62	Xm	Ym	20314,77	33595,66
		5,89	9,75		
Centre massique de niveau 7					
élément	Masse	X	Y	X*M	Y*M
plancher	1750,21	4,77	8,78	8342,78	15365,25
poteaux	425,58	6,10	10,74	2597,39	4571,42
poutres s	353,18	5,20	10,01	1836,74	3534,65
poutres p	343,69	6,00	10,73	2061,01	3687,23
Maçonnerie étage	621,52	6,67	10,71	4146,94	6657,23
escalier	88,02	7,46	11,69	656,33	1028,51
acrotère	64,46	-1,90	12,08	-122,69	778,38
voil 1	20,5125	0	0	0	0
voil 2	20,5125	0	0	0	0
voil 3	26,68	1,35	20,75	36,02	553,60
voil 4	26,68	9,95	0,00	265,46	0,00
l'ascenseur	89,145	7,9	8,4	704,2455	748,818
Σ	3830,18	Xm	Ym	20524,22	36925,09

		5,36	9,64		
--	--	------	------	--	--

IV.6.2. Calcul Des Rigidités et centres de rigidité de chaque étage :

R_{pot} : rigidité d'un poteau

$$R_{pot} = 12EI / h^3 \text{ avec } I = b^4 / 12.$$

h : hauteur des niveaux.

Tableau IV.22. Rigidité et centre de rigidité du rez de chaussée x-x

Centre de rigidité N7 RDC 40X40					
N° du Poteau	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R
1	24434,60	0,00	0,00	0,00	0,00
2	24434,60	3,20	0,00	78190,71	0,00
3	24434,60	8,60	0,00	210137,52	0,00
4	24434,60	11,60	0,00	283441,31	0,00
5	24434,60	14,65	0,00	357966,82	0,00
6	24434,60	17,95	0,00	438600,99	0,00
7	24434,60	0,00	4,30	0,00	105068,76
8	24434,60	3,20	4,30	78190,71	105068,76
9	24434,60	8,60	4,30	210137,52	105068,76
10	24434,60	11,60	4,30	283441,31	105068,76
11	24434,60	14,65	4,30	357966,82	105068,76
12	24434,60	17,95	4,30	438600,99	105068,76
13	24434,60	0,00	9,45	0,00	230906,93
14	24434,60	3,20	9,45	78190,71	230906,93
15	24434,60	8,60	9,45	210137,52	230906,93
16	24434,60	11,60	9,45	283441,31	230906,93
17	24434,60	14,65	9,45	357966,82	230906,93
18	24434,60	17,95	9,45	438600,99	230906,93
19	24434,60	0,00	14,35	0,00	350636,44
20	24434,60	3,20	14,35	78190,71	350636,44
21	24434,60	8,60	14,35	210137,52	350636,44
22	24434,60	0,00	17,75	0,00	433714,07

23	24434,60	3,20	17,75	78190,71	433714,07
24	24434,60	8,60	17,75	210137,52	433714,07
25	24434,60	0,00	20,75	0,00	507017,85
26	24434,60	3,20	20,75	78190,71	507017,85
27	24434,60	8,60	20,75	210137,52	507017,85
28	24434,60	0,00	24,15	0,00	590095,48
29	24434,60	3,20	24,15	78190,71	590095,48
30	24434,60	8,60	24,15	210137,52	590095,48
31	7731,26	-2,05	0,00	-15849,08	0,00
32	7731,26	-2,05	4,30	-15849,08	33244,41
33	7731,26	-2,05	9,45	-15849,08	73060,39
34	7731,26	-2,05	14,35	-15849,08	110943,56
35	7731,26	-2,05	17,75	-15849,08	137229,84
36	7731,26	-2,05	20,75	-15849,08	160423,62
37	7731,26	-2,05	24,15	-15849,08	186709,90
voil 1	2097694,40	3,2	8,45	6712622,09	17725517,70
voil 2	2097694,40	3,2	13,35	6712622,1	28004220,28
voil 3	15929,37	1,35	20,75	21504,65	330534,36
voil 4	15929,37	9,95	0	158497,20	0,00
l'ascenseur	6504950,34	7,55	8,4	49143211,2	54641582,88
Σ	11519354,56	Xr	Yr	67895838,59	109063712,61
		5,89	9,47		

Tableau IV.23. Rigidité et centre de rigidité du rez de chaussée y-y

N° du Poteau	Centre de rigidité N7 RDC 40X40				
	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R
1	24434,60	0,00	0,00	0,00	0,00
2	24434,60	3,20	0,00	78190,71	0,00
3	24434,60	8,60	0,00	210137,52	0,00
4	24434,60	11,60	0,00	283441,31	0,00
5	24434,60	14,65	0,00	357966,82	0,00

6	24434,60	17,95	0,00	438600,99	0,00
7	24434,60	0,00	4,30	0,00	105068,76
8	24434,60	3,20	4,30	78190,71	105068,76
9	24434,60	8,60	4,30	210137,52	105068,76
10	24434,60	11,60	4,30	283441,31	105068,76
11	24434,60	14,65	4,30	357966,82	105068,76
12	24434,60	17,95	4,30	438600,99	105068,76
13	24434,60	0,00	9,45	0,00	230906,93
14	24434,60	3,20	9,45	78190,71	230906,93
15	24434,60	8,60	9,45	210137,52	230906,93
16	24434,60	11,60	9,45	283441,31	230906,93
17	24434,60	14,65	9,45	357966,82	230906,93
18	24434,60	17,95	9,45	438600,99	230906,93
19	24434,60	0,00	14,35	0,00	350636,44
20	24434,60	3,20	14,35	78190,71	350636,44
21	24434,60	8,60	14,35	210137,52	350636,44
22	24434,60	0,00	17,75	0,00	433714,07
23	24434,60	3,20	17,75	78190,71	433714,07
24	24434,60	8,60	17,75	210137,52	433714,07
25	24434,60	0,00	20,75	0,00	507017,85
26	24434,60	3,20	20,75	78190,71	507017,85
27	24434,60	8,60	20,75	210137,52	507017,85
28	24434,60	0,00	24,15	0,00	590095,48
29	24434,60	3,20	24,15	78190,71	590095,48
30	24434,60	8,60	24,15	210137,52	590095,48
31	7731,26	-2,05	0,00	-15849,08	0,00
32	7731,26	-2,05	4,30	-15849,08	33244,41
33	7731,26	-2,05	9,45	-15849,08	73060,39
34	7731,26	-2,05	14,35	-15849,08	110943,56
35	7731,26	-2,05	17,75	-15849,08	137229,84
36	7731,26	-2,05	20,75	-15849,08	160423,62
37	7731,26	-2,05	24,15	-15849,08	186709,90

voil 1	11799,53	3,2	8,45	37758,50	99706,04
voil 2	11799,53	3,2	13,35	37758,5	157523,74
voil 3	5161114,87	1,35	20,75	6967505,07	107093133,47
voil 4	5161114,87	9,95	0	51353092,92	0,00
l'ascenseur	3296526,75	8,58	8,4	28288457,9	27690824,73
Σ	14429512,22	Xr	Yr	91831954,22	143403045,37
		6,36	9,94		

Tableau IV.24. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant x-x

N° du Poteau	Centre de rigidité N6 40X40				
	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R
1	29308,39	0,00	0,00	0,00	0,00
2	29308,39	3,20	0,00	93786,85	0,00
3	29308,39	8,60	0,00	252052,16	0,00
4	29308,39	11,60	0,00	339977,33	0,00
5	29308,39	14,65	0,00	429367,92	0,00
6	29308,39	17,95	0,00	526085,61	0,00
7	29308,39	0,00	4,30	0,00	126026,08
8	29308,39	3,20	4,30	93786,85	126026,08
9	29308,39	8,60	4,30	252052,16	126026,08
10	29308,39	11,60	4,30	339977,33	126026,08
11	29308,39	14,65	4,30	429367,92	126026,08
12	29308,39	17,95	4,30	526085,61	126026,08
13	29308,39	0,00	9,45	0,00	276964,29
14	29308,39	3,20	9,45	93786,85	276964,29
15	29308,39	8,60	9,45	252052,16	276964,29
16	29308,39	11,60	9,45	339977,33	276964,29
17	29308,39	14,65	9,45	429367,92	276964,29
18	29308,39	17,95	9,45	526085,61	276964,29
19	29308,39	0,00	14,35	0,00	420575,40
20	29308,39	3,20	14,35	93786,85	420575,40

21	29308,39	8,60	14,35	252052,16	420575,40
22	29308,39	0,00	17,75	0,00	520223,93
23	29308,39	3,20	17,75	93786,85	520223,93
24	29308,39	8,60	17,75	252052,16	520223,93
25	29308,39	0,00	20,75	0,00	608149,10
26	29308,39	3,20	20,75	93786,85	608149,10
27	29308,39	8,60	20,75	252052,16	608149,10
28	29308,39	0,00	24,15	0,00	707797,63
29	29308,39	3,20	24,15	93786,85	707797,63
30	29308,39	8,60	24,15	252052,16	707797,63
voil 1	2097694,40	3,2	8,45	6712622,09	17725517,70
voil 2	2097694,40	3,2	13,35	6712622,1	28004220,28
voil 3	15929,37	1,35	20,75	21504,65	330534,36
voil 4	15929,37	9,95	0	158497,20	0,00
l'ascenseur	6504950,34	7,55	8,4	49143211,2	54641582,88
∑	11611449,60	Xr	Yr	69055622,84	109890035,62
		5,947200845	9,4639377		

Tableau IV.25. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant y-y

N° du Poteau	Centre de rigidité N6 40X40				
	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R
1	29308,39	0,00	0,00	0,00	0,00
2	29308,39	3,20	0,00	93786,85	0,00
3	29308,39	8,60	0,00	252052,16	0,00
4	29308,39	11,60	0,00	339977,33	0,00
5	29308,39	14,65	0,00	429367,92	0,00
6	29308,39	17,95	0,00	526085,61	0,00
7	29308,39	0,00	4,30	0,00	126026,08
8	29308,39	3,20	4,30	93786,85	126026,08
9	29308,39	8,60	4,30	252052,16	126026,08
10	29308,39	11,60	4,30	339977,33	126026,08

11	29308,39	14,65	4,30	429367,92	126026,08
12	29308,39	17,95	4,30	526085,61	126026,08
13	29308,39	0,00	9,45	0,00	276964,29
14	29308,39	3,20	9,45	93786,85	276964,29
15	29308,39	8,60	9,45	252052,16	276964,29
16	29308,39	11,60	9,45	339977,33	276964,29
17	29308,39	14,65	9,45	429367,92	276964,29
18	29308,39	17,95	9,45	526085,61	276964,29
19	29308,39	0,00	14,35	0,00	420575,40
20	29308,39	3,20	14,35	93786,85	420575,40
21	29308,39	8,60	14,35	252052,16	420575,40
22	29308,39	0,00	17,75	0,00	520223,93
23	29308,39	3,20	17,75	93786,85	520223,93
24	29308,39	8,60	17,75	252052,16	520223,93
25	29308,39	0,00	20,75	0,00	608149,10
26	29308,39	3,20	20,75	93786,85	608149,10
27	29308,39	8,60	20,75	252052,16	608149,10
28	29308,39	0,00	24,15	0,00	707797,63
29	29308,39	3,20	24,15	93786,85	707797,63
30	29308,39	8,60	24,15	252052,16	707797,63
voil 1	11799,53	3,2	8,45	37758,50	99706,04
voil 2	11799,53	3,2	13,35	37758,5	157523,74
voil 3	5161114,87	1,35	20,75	6967505,07	107093133,47
voil 4	5161114,87	9,95	0	51353092,92	0,00
l'ascenseur	3296526,75	8,58	8,4	28288457,9	27690824,73
Σ	14521607,26	Xr	Yr	92991738,47	144229368,38
		6,4036809	9,9320527		

Tableau IV.26. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant x-x

Centre de rigidité N5 et N4 35X35					
N° du Poteau	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R

1,00	17180,04	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	17180,04	3,20	0,00	54976,13	0,00
3,00	17180,04	8,60	0,00	147748,35	0,00
4,00	17180,04	11,60	0,00	199288,47	0,00
5,00	17180,04	14,65	0,00	251687,59	0,00
6,00	17180,04	17,95	0,00	308381,72	0,00
7,00	17180,04	0,00	4,30	0,00	73874,17
8,00	17180,04	3,20	4,30	54976,13	73874,17
9,00	17180,04	8,60	4,30	147748,35	73874,17
10,00	17180,04	11,60	4,30	199288,47	73874,17
11,00	17180,04	14,65	4,30	251687,59	73874,17
12,00	17180,04	17,95	4,30	308381,72	73874,17
13,00	17180,04	0,00	9,45	0,00	162351,38
14,00	17180,04	3,20	9,45	54976,13	162351,38
15,00	17180,04	8,60	9,45	147748,35	162351,38
16,00	17180,04	11,60	9,45	199288,47	162351,38
17,00	17180,04	14,65	9,45	251687,59	162351,38
18,00	17180,04	17,95	9,45	308381,72	162351,38
19,00	17180,04	0,00	14,35	0,00	246533,58
20,00	17180,04	3,20	14,35	54976,13	246533,58
21,00	17180,04	8,60	14,35	147748,35	246533,58
22,00	17180,04	0,00	17,75	0,00	304945,72
23,00	17180,04	3,20	17,75	54976,13	304945,72
24,00	17180,04	8,60	17,75	147748,35	304945,72
25,00	17180,04	0,00	20,75	0,00	356485,84
26,00	17180,04	3,20	20,75	54976,13	356485,84
27,00	17180,04	8,60	20,75	147748,35	356485,84
28,00	17180,04	0,00	24,15	0,00	414897,98
29,00	17180,04	3,20	24,15	54976,13	414897,98
30,00	17180,04	8,60	24,15	147748,35	414897,98
voil 1	2097694,40	3,2	8,45	6712622,09	17725517,70
voil 2	2097694,40	3,2	13,35	6712622,1	28004220,28

voil 3	15929,37	1,35	20,75	21504,65	330534,36
voil 4	15929,37	9,95	0	158497,20	0,00
l'ascenseur	6504950,34	7,55	8,4	49143211,2	54641582,88
Σ	11247599,09	Xr	Yr	66445601,91	106087797,88
		5,91	9,43		

Tableau IV.27. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant y-y

N° du Poteau	Centre de rigidité N5 et N4 35X35				
	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R
1,00	17180,04	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	17180,04	3,20	0,00	54976,13	0,00
3,00	17180,04	8,60	0,00	147748,35	0,00
4,00	17180,04	11,60	0,00	199288,47	0,00
5,00	17180,04	14,65	0,00	251687,59	0,00
6,00	17180,04	17,95	0,00	308381,72	0,00
7,00	17180,04	0,00	4,30	0,00	73874,17
8,00	17180,04	3,20	4,30	54976,13	73874,17
9,00	17180,04	8,60	4,30	147748,35	73874,17
10,00	17180,04	11,60	4,30	199288,47	73874,17
11,00	17180,04	14,65	4,30	251687,59	73874,17
12,00	17180,04	17,95	4,30	308381,72	73874,17
13,00	17180,04	0,00	9,45	0,00	162351,38
14,00	17180,04	3,20	9,45	54976,13	162351,38
15,00	17180,04	8,60	9,45	147748,35	162351,38
16,00	17180,04	11,60	9,45	199288,47	162351,38
17,00	17180,04	14,65	9,45	251687,59	162351,38
18,00	17180,04	17,95	9,45	308381,72	162351,38
19,00	17180,04	0,00	14,35	0,00	246533,58
20,00	17180,04	3,20	14,35	54976,13	246533,58
21,00	17180,04	8,60	14,35	147748,35	246533,58
22,00	17180,04	0,00	17,75	0,00	304945,72

23,00	17180,04	3,20	17,75	54976,13	304945,72
24,00	17180,04	8,60	17,75	147748,35	304945,72
25,00	17180,04	0,00	20,75	0,00	356485,84
26,00	17180,04	3,20	20,75	54976,13	356485,84
27,00	17180,04	8,60	20,75	147748,35	356485,84
28,00	17180,04	0,00	24,15	0,00	414897,98
29,00	17180,04	3,20	24,15	54976,13	414897,98
30,00	17180,04	8,60	24,15	147748,35	414897,98
voil 1	11799,53	3,2	8,45	37758,50	99706,04
voil 2	11799,53	3,2	13,35	37758,5	157523,74
voil 3	5161114,87	1,35	20,75	6967505,07	107093133,47
voil 4	5161114,87	9,95	0	51353092,92	0,00
l'ascenseur	3296526,75	8,58	8,4	28288457,9	27690824,73
Σ	14157756,76	Xr	Yr	90381717,54	140427130,64
		6,38	9,92		

Tableau IV.28. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant x-x

	Centre de rigidité N3,N2etN1 30X30				
N° du Poteau	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R
1,00	9273,36	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	9273,36	3,20	0,00	29674,75	0,00
3,00	9273,36	8,60	0,00	79750,88	0,00
4,00	9273,36	11,60	0,00	107570,95	0,00
5,00	9273,36	14,65	0,00	135854,69	0,00
6,00	9273,36	17,95	0,00	166456,77	0,00
7,00	9273,36	0,00	4,30	0,00	39875,44
8,00	9273,36	3,20	4,30	29674,75	39875,44
9,00	9273,36	8,60	4,30	79750,88	39875,44
10,00	9273,36	11,60	4,30	107570,95	39875,44
11,00	9273,36	14,65	4,30	135854,69	39875,44
12,00	9273,36	17,95	4,30	166456,77	39875,44

13,00	9273,36	0,00	9,45	0,00	87633,23
14,00	9273,36	3,20	9,45	29674,75	87633,23
15,00	9273,36	8,60	9,45	79750,88	87633,23
16,00	9273,36	11,60	9,45	107570,95	87633,23
17,00	9273,36	14,65	9,45	135854,69	87633,23
18,00	9273,36	17,95	9,45	166456,77	87633,23
19,00	9273,36	0,00	14,35	0,00	133072,69
20,00	9273,36	3,20	14,35	29674,75	133072,69
21,00	9273,36	8,60	14,35	79750,88	133072,69
22,00	9273,36	0,00	17,75	0,00	164602,10
23,00	9273,36	3,20	17,75	29674,75	164602,10
24,00	9273,36	8,60	17,75	79750,88	164602,10
25,00	9273,36	0,00	20,75	0,00	192422,18
26,00	9273,36	3,20	20,75	29674,75	192422,18
27,00	9273,36	8,60	20,75	79750,88	192422,18
28,00	9273,36	0,00	24,15	0,00	223951,59
29,00	9273,36	3,20	24,15	29674,75	223951,59
30,00	9273,36	8,60	24,15	79750,88	223951,59
voil 1	2097694,40	3,2	8,45	6712622,09	17725517,70
voil 2	2097694,40	3,2	13,35	6712622,1	28004220,28
voil 3	15929,37	1,35	20,75	21504,65	330534,36
voil 4	15929,37	9,95	0,00	158497,20	0,00
l'ascenseur	6504950,34	7,55	8,4	49143211,2	54641582,88
Σ	11010398,62	Xr	Yr	64744083,84	103609052,93
		5,88	9,41		

Tableau IV.29. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant y-y

N° du Poteau	Centre de rigidité N3,N2etN1 30X30				
	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R
1,00	9273,36	0,00	0,00	0,00	0,00
2,00	9273,36	3,20	0,00	29674,75	0,00

3,00	9273,36	8,60	0,00	79750,88	0,00
4,00	9273,36	11,60	0,00	107570,95	0,00
5,00	9273,36	14,65	0,00	135854,69	0,00
6,00	9273,36	17,95	0,00	166456,77	0,00
7,00	9273,36	0,00	4,30	0,00	39875,44
8,00	9273,36	3,20	4,30	29674,75	39875,44
9,00	9273,36	8,60	4,30	79750,88	39875,44
10,00	9273,36	11,60	4,30	107570,95	39875,44
11,00	9273,36	14,65	4,30	135854,69	39875,44
12,00	9273,36	17,95	4,30	166456,77	39875,44
13,00	9273,36	0,00	9,45	0,00	87633,23
14,00	9273,36	3,20	9,45	29674,75	87633,23
15,00	9273,36	8,60	9,45	79750,88	87633,23
16,00	9273,36	11,60	9,45	107570,95	87633,23
17,00	9273,36	14,65	9,45	135854,69	87633,23
18,00	9273,36	17,95	9,45	166456,77	87633,23
19,00	9273,36	0,00	14,35	0,00	133072,69
20,00	9273,36	3,20	14,35	29674,75	133072,69
21,00	9273,36	8,60	14,35	79750,88	133072,69
22,00	9273,36	0,00	17,75	0,00	164602,10
23,00	9273,36	3,20	17,75	29674,75	164602,10
24,00	9273,36	8,60	17,75	79750,88	164602,10
25,00	9273,36	0,00	20,75	0,00	192422,18
26,00	9273,36	3,20	20,75	29674,75	192422,18
27,00	9273,36	8,60	20,75	79750,88	192422,18
28,00	9273,36	0,00	24,15	0,00	223951,59
29,00	9273,36	3,20	24,15	29674,75	223951,59
30,00	9273,36	8,60	24,15	79750,88	223951,59
voil 1	11799,53	3,2	8,45	37758,50	99706,04
voil 2	11799,53	3,2	13,35	37758,5	157523,74
voil 3	5161114,87	1,35	20,75	6967505,07	107093133,47
voil 4	5161114,87	9,95	0,00	51353092,92	0,00

l'ascenseur	3296526,75	8,58	8,4	28288457,9	27690824,73
Σ	13920556,29	Xr	Yr	88680199,48	137948385,68
		6,37	9,91		

Pour l'effet de torsion accidentelle selon **RPA99 modifié en 2003** article 4.3.7 et 4.2.7[1] on a pris l'excentricité accidentelle en considération

$$e = \max \left\{ \begin{array}{l} \pm 5\% \max(lx, ly) \\ \text{excentricité théorique} \end{array} \right. \Rightarrow e = \max \left\{ \pm 5\% \max(29.70m; 23.3m) \right. \Rightarrow e = 1.45m$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.30. Détermination de l'excentricité x-x

Niveau	poids (kN)	Rigidité (kN/ml)	Centre de rigidité		Centre de masse		excentricité théorique		±5% max (lx,ly) (m)
			Xr	Yr	Xm	Ym	ex (m)	ey(m)	
1	3428,532	11010398,619	5,880	9,410	5,793	9,567	-0,087	0,157	1,288
2	3261,238	11010398,619	5,880	9,410	5,827	9,503	-0,053	0,093	1,288
3	3305,246	11010398,619	5,880	9,410	5,784	9,686	-0,096	0,276	1,288
4	3370,234	11247599,094	5,908	9,432	5,814	9,701	-0,094	0,269	1,288
5	3370,234	11247599,094	5,908	9,432	5,814	9,701	-0,094	0,269	1,288
6	3446,621	11611449,595	5,947	9,464	5,847	9,718	-0,101	0,254	1,288
7	3830,178	11519354,555	5,894	9,468	5,314	9,613	-0,580	0,145	1,288

Tableau IV.31. Détermination de l'excentricité y-y

Niveau	poids (kN)	Rigidité (kN/ml)	Centre de rigidité		Centre de masse		excentricité théorique		±5% max (lx,ly) (m)
			Xr	Yr	Xm	Ym	ex (m)	ey(m)	
1	3428,532	13920556,285	6,370	9,910	5,82	9,58	-0,553	-0,328	1,288
2	3261,238	13920556,285	6,370	9,910	5,81	9,71	-0,559	-0,197	1,288
3	3305,246	13920556,285	6,370	9,910	5,83	9,72	-0,537	-0,193	1,288
4	3370,234	14157756,760	6,384	9,919	5,86	9,73	-0,522	-0,188	1,288

5	3370,234	14157756,760	6,384	9,919	5,86	9,73	-0,522	-0,188	1,288
6	3446,621	14521607,261	6,404	9,932	5,89	9,75	-0,510	-0,185	1,288
7	3830,178	14429512,221	6,364	9,938	5,359	9,641	-1,006	-0,298	1,288

IV.6.3 Modélisation finale du système discret :

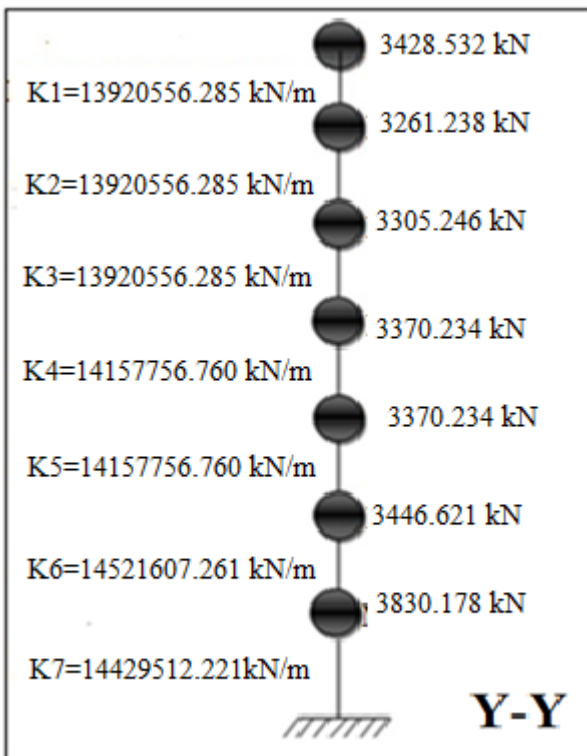
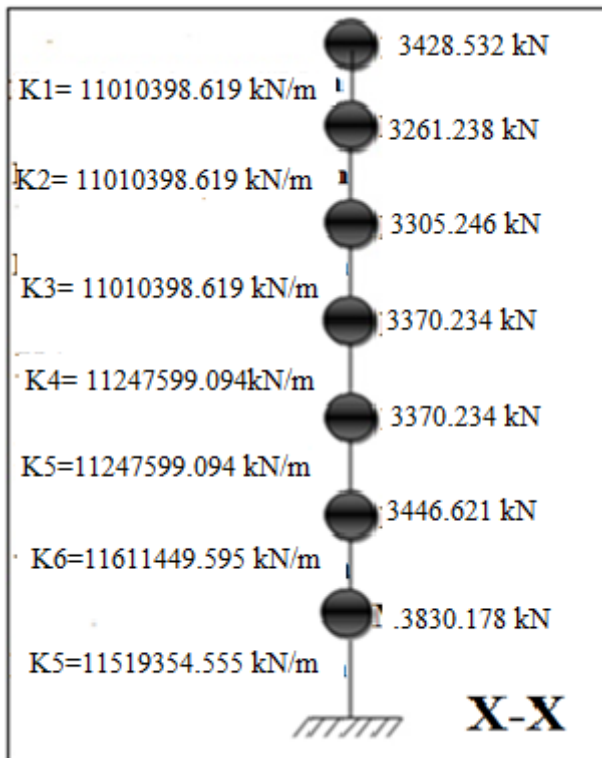


Figure IV.10. Modélisation du système.

IV.6.4.Résolution du système :

Détermination de la matrice masse :

$$[M] = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M_5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_7 \end{bmatrix} \text{ ton}$$

Détermination de la matrice de rigidité :

$$[R] = \begin{bmatrix} R1 & -R1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -R1 & (R1 + R2) & -R2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -R2 & (R2 + R3) & -R3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -R3 & (R3 + R4) & -R4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -R4 & (R4 + R5) & -R5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -R5 & (R5 + R6) & -R6 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -R6 & (R6 + R7) \end{bmatrix} \text{ kN/ml}$$

Application numérique :

Matrice de masse :

$$[M] = \begin{bmatrix} 3428.5 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 3261.2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 3305.2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3370.2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3370.2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3446.6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 3830.2 \end{bmatrix} \text{ kg}$$

Matrice de rigidité x-x :

$$[R_x] = 10^7 \times \begin{bmatrix} 1.1010 & -1.1010 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1.1010 & 2.2021 & -1.1010 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1.1010 & 2.2021 & -1.1010 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1.1010 & 2.2258 & -1.1248 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1.1248 & 2.2495 & -1.1248 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1.1248 & 2.2859 & -1.1611 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1.1611 & 2.3131 \end{bmatrix} \quad kN/ml$$

Matrice de rigidité y-y :

$$[R_y] = 10^7 \times \begin{bmatrix} 1.3921 & -1.3921 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1.3921 & 2.7841 & -1.3921 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1.3921 & 2.7841 & -1.3921 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1.3921 & 2.8078 & -1.4158 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1.4158 & 2.8316 & -1.4158 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1.4158 & 2.8679 & -1.4522 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1.4522 & 2.8951 \end{bmatrix} \quad kN/ml$$

IV.6.4.1. Pulsation propres :

Détermination du déterminant de la matrice : $[[K] - \omega^2 [M]]$

$$\text{Det} [[K] - \omega^2 [M]] = 0$$

A l'aide du programme 'MATLAB ... [15]' on a pu résoudre cette dernière matrice et on a obtenu :

IV.6.4.2. Déduction des périodes propres :

Sens x

$$\omega_1 = 12.17 \text{ rad/s} \quad \text{et comme : } T = 2\pi/\omega \quad T_1 = 0.516 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 35.30 \text{ rad/s} \quad T_2 = 0.178 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 56.77 \text{ rad/s} \quad T_3 = 0.111 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 76.00 \text{ rad/s} \quad T_4 = 0.083 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 92.29 \text{ rad/s} \quad T_5 = 0.068 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 104.82 \text{ rad/s} \quad T_6 = 0.06 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 112.60 \text{ rad/s} \quad T_7 = 0.059 \text{ s}$$

Sens y

$$\omega_1 = 13.64 \text{ rad/s} \quad \text{et comme : } T = 2\pi/\omega \quad T_1 = 0.461 \text{ s}$$

$\omega_2= 39.62\text{rad/s}$	$T_2= 0.159\text{s}$
$\omega_3= 63.71\text{rad/s}$	$T_3= 0.099\text{s}$
$\omega_4= 85.29\text{rad/s}$	$T_4= 0.074\text{s}$
$\omega_5= 103.53 \text{ rad/s}$	$T_5= 0.061\text{s}$
$\omega_6= 117.64\text{rad/s}$	$T_6= 0.053\text{s}$
$\omega_7= 126.43\text{rad/s}$	$T_7= 0.050\text{s}$

IV.6.4.3. Détermination des modes propres pour chaque ‘ ω ’ :

Sens x :

La détermination des modes propres revient à résoudre l’équation suivante :

$$[K] - \omega^2 [M](A) = (0)$$

$$[K] - \omega_i^2 [M](A_i) = (0)$$

Pour: $\omega_1= 12.17 \text{ rad/s}$ Pour: $\omega_2= 35.30 \text{ rad/s}$ Pour: $\omega_3= 56.77 \text{ rad/s}$

$$[A1] = \begin{pmatrix} A11 \\ A12 \\ A13 \\ A14 \\ A15 \\ A16 \\ A17 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ 0.9539 \\ 0.8659 \\ 0.7395 \\ 0.5829 \\ 0.4004 \\ 0.2061 \end{pmatrix} \quad [A2] = \begin{pmatrix} A21 \\ A22 \\ A23 \\ A24 \\ A25 \\ A26 \\ A27 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ 0.6119 \\ -0.0020 \\ -0.6152 \\ -0.9857 \\ -0.9882 \\ -0.6250 \end{pmatrix} \quad [A3] = \begin{pmatrix} A31 \\ A32 \\ A33 \\ A34 \\ A35 \\ A36 \\ A37 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -0.0035 \\ -1.0036 \\ -1.0329 \\ -0.0641 \\ 0.9665 \\ 1.0404 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_4= 76.00 \text{ rad/s}$ Pour: $\omega_5= 92.29 \text{ rad/s}$ Pour: $\omega_6= 104.82 \text{ rad/s}$

$$[A4] = \begin{pmatrix} A41 \\ A42 \\ A43 \\ A44 \\ A45 \\ A46 \\ A47 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -0.7983 \\ -1.2311 \\ 0.4704 \\ 1.3220 \\ -0.1140 \\ -1.3096 \end{pmatrix} \quad [A5] = \begin{pmatrix} A51 \\ A52 \\ A53 \\ A54 \\ A55 \\ A56 \\ A57 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -1.6525 \\ -0.5824 \\ 2.3384 \\ 0.3004 \\ -3.0686 \\ 1.4269 \end{pmatrix} \quad [A6] = \begin{pmatrix} A61 \\ A62 \\ A63 \\ A64 \\ A65 \\ A66 \\ A67 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -2.4214 \\ 2.0376 \\ -0.2242 \\ -1.7002 \\ 2.4214 \\ -1.4834 \end{pmatrix}$$

Pour : $\omega_7= 112.60 \text{ rad/s}$

$$[A7] = \begin{pmatrix} A71 \\ A72 \\ A73 \\ A74 \\ A75 \\ A76 \\ A77 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -2.9480 \\ 4.1748 \\ -4.5919 \\ 4.2710 \\ -3.0917 \\ 1.4117 \end{pmatrix}$$

Sens y :

La détermination des modes propres revient à résoudre l'équation suivante :

$$[K] - \omega^2 [M](A) = (0)$$

$$[K] - \omega_i^2 [M](A_i) = (0)$$

Pour: $\omega_1 = 13.64 \text{ rad/s}$

$$[A1] = \begin{pmatrix} A11 \\ A12 \\ A13 \\ A14 \\ A15 \\ A16 \\ A17 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ 0.9542 \\ 0.8668 \\ 0.7411 \\ 0.5847 \\ 0.4024 \\ 0.2069 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_2 = 39.62 \text{ rad/s}$

$$[A2] = \begin{pmatrix} A21 \\ A22 \\ A23 \\ A24 \\ A25 \\ A26 \\ A27 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ 0.6134 \\ 0.0012 \\ -0.6114 \\ -0.9853 \\ -0.9910 \\ -0.6274 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_3 = 63.71 \text{ rad/s}$

$$[A3] = \begin{pmatrix} A31 \\ A32 \\ A33 \\ A34 \\ A35 \\ A36 \\ A37 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ 0.0003 \\ -0.9997 \\ -1.0362 \\ -0.0709 \\ 0.9629 \\ 1.0432 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_4 = 85.29 \text{ rad/s}$

$$[A4] = \begin{pmatrix} A41 \\ A42 \\ A43 \\ A44 \\ A45 \\ A46 \\ A47 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -0.7917 \\ -1.2341 \\ 0.4551 \\ 1.3279 \\ -0.0988 \\ -1.3192 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_5 = 103.53 \text{ rad/s}$

$$[A5] = \begin{pmatrix} A51 \\ A52 \\ A53 \\ A54 \\ A55 \\ A56 \\ A57 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -1.6401 \\ -0.5952 \\ 2.3129 \\ 0.3266 \\ -3.0455 \\ 1.4151 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_6 = 117.64 \text{ rad/s}$

$$[A6] = \begin{pmatrix} A61 \\ A62 \\ A63 \\ A64 \\ A65 \\ A66 \\ A67 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -2.4084 \\ 1.9916 \\ -0.1524 \\ -1.7583 \\ 2.4283 \\ -1.4660 \end{pmatrix}$$

Pour : $\omega_7 = 126.43 \text{ rad/s}$

$$[A7] = \begin{pmatrix} A71 \\ A72 \\ A73 \\ A74 \\ A75 \\ A76 \\ A77 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -2.9371 \\ 4.1253 \\ -4.4701 \\ 4.0886 \\ -2.9113 \\ 1.3098 \end{pmatrix}$$

IV.6.5. Détermination de participation massique des modes :

Elles sont déterminées par la formule suivante :

$$PM_i = \frac{\left(\sum_{i=1}^n M_i A_i \right)^2}{\sum_{i=1}^n M_i A_i^2 \sum_{i=1}^n M_i}$$

M_i : poids de niveau i .

A_i : mode propre i .

Tableau IV.32. Participation massique des modes sensx-x

Mode 1	M(kN)	A ₁	M*A ₁	M*(A) ²	PM(%)
0,516	3428,532	1	3428,532	3428,532	85,057
	3261,238	0,9539	3110,895	2967,483	
	3305,246	0,8659	2862,013	2478,217	
	3370,234	0,7395	2492,288	1843,047	
	3370,234	0,5829	1964,509	1145,112	
	3446,621	0,4004	1380,027	552,563	
	3830,178	0,2061	789,400	162,695	
Σ	24012,283		16027,663	12577,649	
Mode 2	M(KN)	A ₁	M*A ₁	M*(A) ²	PM(%)
0,178	3428,532	1	3428,532	3428,532	9,887
	3261,238	0,6119	1995,551	1221,078	
	3305,246	-0,002	-6,610	0,013	
	3370,234	-0,6152	-2073,368	1275,536	
	3370,234	-0,9857	-3322,039	3274,534	

	3446,621	-0,9882	-3405,951	3365,761	
	3830,178	-0,625	-2393,861	1496,163	
Σ	24012,283		-5777,747	14061,617	
Mode 3	M(KN)	A ₁	M*A ₁	M*(A) ²	PM(%)
0,111	3428,532	1	3428,532	3428,532	0,042
	3261,238	-1,0035	-3272,652	3284,107	
	3305,246	-1,0036	-3317,145	3329,087	
	3370,234	-1,0329	-3481,114	3595,643	
	3370,234	-0,0641	-216,032	13,848	
	3446,621	0,9665	3331,159	3219,566	
	3830,178	1,0404	3984,917	4145,908	
Σ	24012,283		457,665	21016,690	

D'après l'article 4.3.4 du RPA99 modifié en 2003 [1] le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des participations massiques de ces modes soit au moins égale à 90%.

$$\Rightarrow \Sigma MP_i \geq 90\%$$

$$\omega_1 = 12.17 \text{ rad/s}$$

$$\omega_2 = 35.3 \text{ rad/s}$$

$$\omega_3 = 56.77 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = 0.516 \text{ s}$$

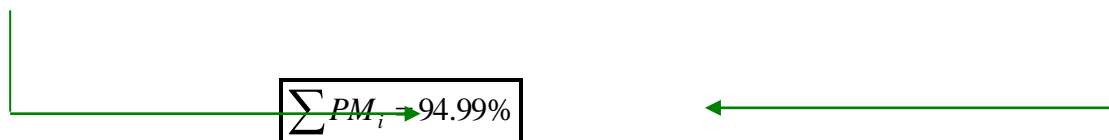
$$T_2 = 0.178 \text{ s}$$

$$T_3 = 0.111 \text{ s}$$

$$PM_1 = 84.933 \%$$

$$PM_2 = 9.923 \%$$

$$PM_3 = 0.042 \%$$



IV.6.6. L'allure des modes :

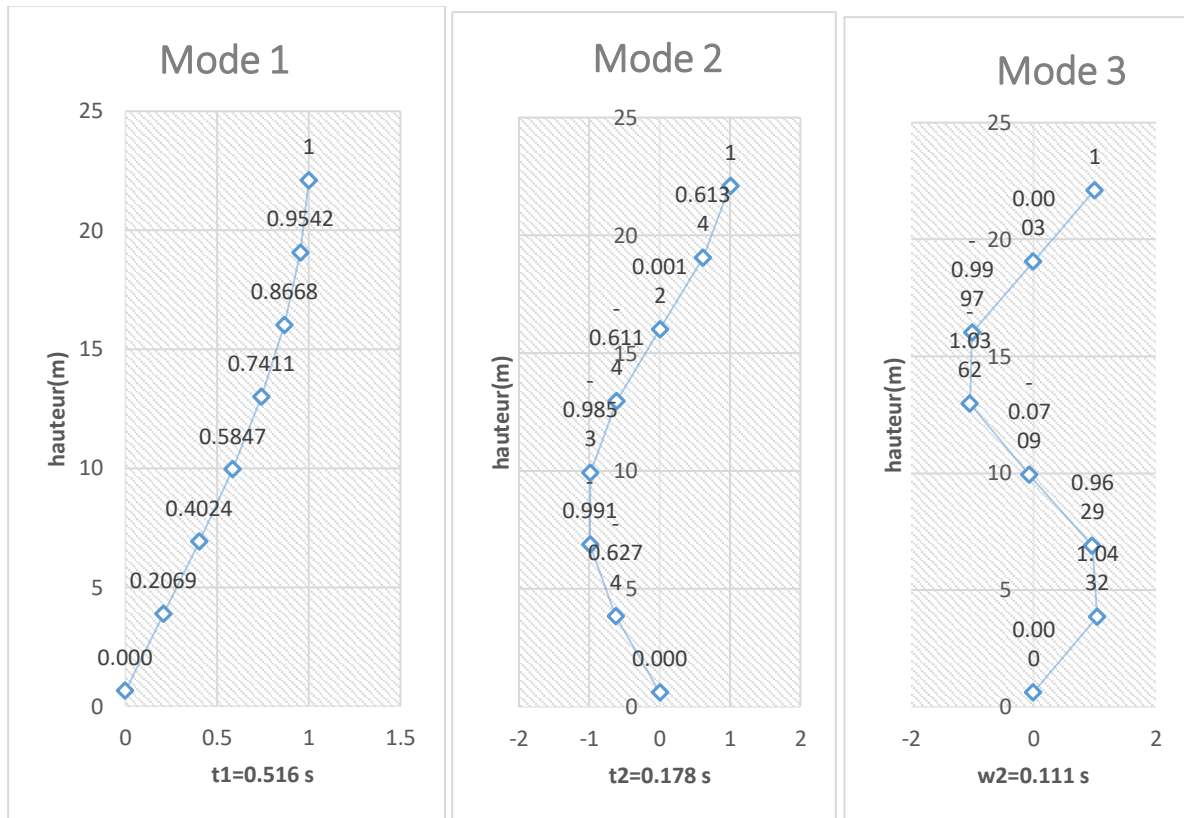


Figure. IV.11. L'allure des trois premiers modes sens x-x

Tableau IV.33. Participation massique des modes sensy-y

Mode 1	M(kN)	A ₁	M*A ₁	M*(A) ²	PM(%)
0,461	3428,532	1	3428,532	3428,532	85,130
	3261,238	0,9542	3111,873	2969,349	
	3305,246	0,8668	2864,987	2483,371	
	3370,234	0,7411	2497,680	1851,031	
	3370,234	0,5847	1970,576	1152,196	
	3446,621	0,4024	1386,920	558,097	
	3830,178	0,2069	792,464	163,961	
Σ	24012,283		16053,033	12606,536	
Mode 2	M(KN)	A ₁	M*A ₁	M*(A) ²	PM(%)
0,159	3428,532	1	3428,532	3428,532	9,837
	3261,238	0,6134	2000,443	1227,072	
	3305,246	0,0012	3,966	0,005	
	3370,234	-0,6114	-2060,561	1259,827	

	3370,234	-0,9853	-3320,691	3271,877	
	3446,621	-0,991	-3415,602	3384,861	
	3830,178	-0,6274	-2403,054	1507,676	
Σ	24012,283		-5766,967	14079,850	
Mode 3	M(KN)	A ₁	M*A ₁	M*(A) ²	PM(%)
0,099	3428,532	1	3428,532	3428,532	3,230
	3261,238	0,0003	0,978	0,000	
	3305,246	-0,9997	-3304,255	3303,263	
	3370,234	-1,0362	-3492,236	3618,655	
	3370,234	-0,0709	-238,950	16,942	
	3446,621	0,9629	3318,752	3195,626	
	3830,178	1,0432	3995,642	4168,254	
Σ	24012,283		3708,463	17731,272	

D'après l'article 4.3.4 du RPA99 modifié en 2003 [1] le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des participations massiques de ces modes soit au moins égale à 90%.

$$\Rightarrow \Sigma MP_i \geq 90\%$$

$$\omega_1 = 13.64 \text{ rad/s}$$

$$\omega_2 = 39.62 \text{ rad/s}$$

$$\omega_3 = 63.71 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = 0.461 \text{ s}$$

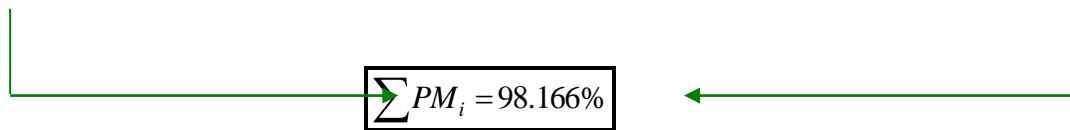
$$T_2 = 0.159 \text{ s}$$

$$T_3 = 0.099 \text{ s}$$

$$PM_1 = 85.13 \%$$

$$PM_2 = 9.837 \%$$

$$PM_3 = 3.23 \%$$



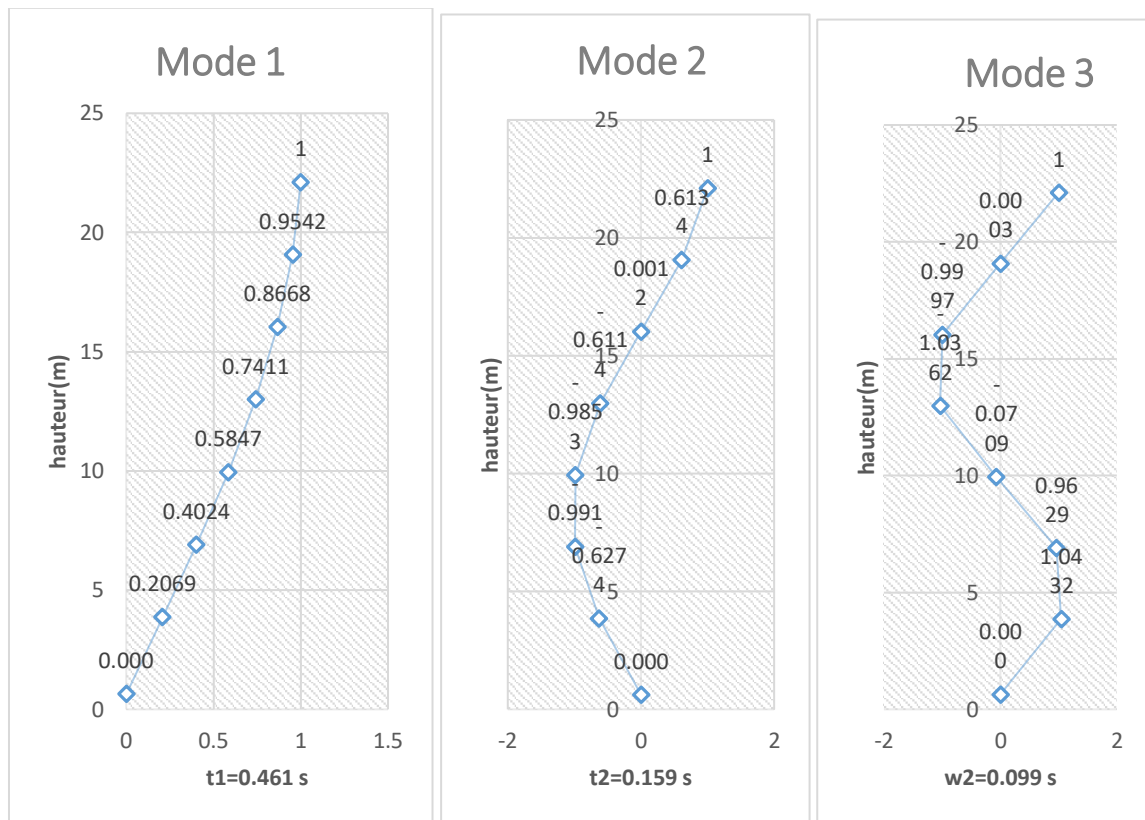


Figure.IV.12. L'allure des trois premiers modessens y-y

D'après. Filiatrault « éléments d'analyse des structures » [9] on a pu déterminer les forces sismiques suivantes :

IV.6. Calcul des masses généralisées :

Les masses généralisées sont calculées par la formule :

$$M'_i = [A_i] [M] (A_i)^T$$

Tableau.IV.34. Les masses généralisées sens x

A1	M'1(kN)	A2	M'2(kN)	A3	M'3(kN)
1	12577,649	1	14061,617	1	21016,690
0,9539		0,6119		-1,0035	
0,8659		-0,002		-1,0036	
0,7395		-0,6152		-1,0329	
0,5829		-0,9857		-0,0641	
0,4004		-0,9882		0,9665	
0,2061		-0,625		1,0404	

Tableau.IV.35. Les masses généralisées sens y

A1	M'1(kN)	A2	M'2(kN)	A3	M'3(kN)
1	12606,536	1	14079,850	1	17731,272
0,9542		0,6134		0,0003	
0,8668		0,0012		-0,9997	
0,7411		-0,6114		-1,0362	
0,5847		-0,9853		-0,0709	
0,4024		-0,991		0,9629	
0,2069		-0,6274		1,0432	

IV.6.8. Détermination des coefficients de participation modale (α_i) :

Ce coefficient correspond à un mode de vibration propre, il définit le pourcentage d'énergie absorbée durant ce mode :

$$\alpha_i = \frac{(A)^T [M][I]}{M_i}$$

$[I]$: est la matrice unitaire

M : poids du niveau

Tableau.IV.36. Calcul des coefficients de participation modale sens x

M (kN)	A ₁	M'1 (kN)	α_1	A ₂	M'2 (kN)	α_2	A ₃	M'3 (kN)	α_3
3428,531	1	12577,64	1,274	1	14061,61	-0,411	1	21016,69	0,022
6		9			7			0	
3261,237	0,9539			0,6119			-		
9							1,0035		
3305,246	0,8659			-0,002			-		
3							1,0036		
3370,233	0,7395			-			-		
8				0,6152			1,0329		
3370,233	0,5829			-			-		
8				0,9857			0,0641		
3446,621	0,4004			-			0,9665		
3				0,9882					
3830,178	0,2061			-0,625			1,0404		
3									

Tableau.IV.37. Calcul des coefficients de participation modale sens y

M (kN)	A ₁	M' ₁ (kN)	α ₁	A ₂	M' ₂ (kN)	α ₂	A ₃	M' ₃ (kN)	α ₃
3428,5316	1	12606,536	1,273	1	14079,850	-0,410	1	17731,272	0,209
3261,2379	0,9542			0,6134			0,0003		
3305,2463	0,8668			0,0012			-0,9997		
3370,2338	0,7411			-0,6114			-1,0362		
3370,2338	0,5847			-0,9853			-0,0709		
3446,6213	0,4024			-0,991			0,9629		
3830,1783	0,2069			-0,6274			1,0432		

Tableau IV.38. Paramètres du spectre de réponse

Paramètres du spectre de réponse	
Zone	Iib
Groupe d'ouvrage	2
Coefficient de comportement (R)	5
Amortissement %	10
Facteur de qualité Q	1.15
Site	S3 (site meuble)

Sa/g

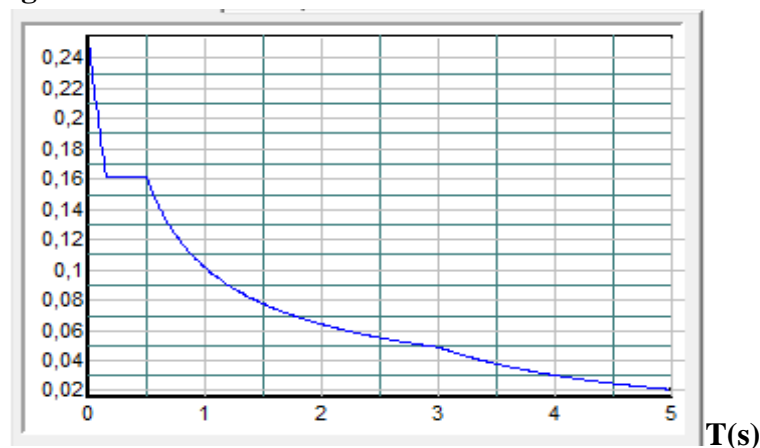


Figure IV.13. Spectre de réponse d'après RPA.

IV.6.9. Calcul des réponses modales maximales dans chaque mode :

Les réponses modales seront calculées par la formule :

$$Xa_i = (A)_i \alpha_i Sa_i$$

Les réponses spectrales sont déduites depuis le spectre de réponse des « **RPA99 modifié en 2003 [1]** » par l'injection des périodes propres.

Tableau.IV.39. Réponses modales maximales sens x

T1(s)	Sa	Xa1	A2	α2	T2(s)	Sa	Xa2	A3	α3	T3(s)
0,516	0,107	0,136	1	-0,411	0,178	0,11	-0,045	1	0,022	0,111
		0,130	0,6119				-0,028	-1,0035		
		0,118	-0,002				0,000	-1,0036		
		0,101	-0,6152				0,028	-1,0329		
		0,079	-0,9857				0,045	-0,0641		
		0,055	-0,9882				0,045	0,9665		
		0,028	-0,625				0,028	1,0404		

Tableau.IV.40. Réponses modales maximales sens y

A1	α1	T1(s)	Sa	Xa1	A2	α2	T2(s)	Sa	Xa2	A3
1	1,273	0,461	0,110	0,140	1	-0,410	0,159	0,11	-0,045	1
0,9542				0,134	0,6134				-0,028	0,0003
0,8668				0,121	0,0012				0,000	-0,9997
0,7411				0,104	-0,6114				0,028	-1,0362
0,5847				0,082	-0,9853				0,044	-0,0709
0,4024				0,056	-0,991				0,045	0,9629
0,2069				0,029	-0,6274				0,028	1,0432

IV.6.10. Calcul des forces sismiques équivalentes maximales pour chaque mode :

$$Q_i = [M] Xa_i$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

.Tableau IV.41. Les forces sismiques maximales pour chaque modes sens x

M (kN)	Xa1	Qa1(kN)	Xa2	Qa2(kN)	Xa3	Qa3(kN)
3428,5316	0,136	467,480	-0,045	-154,962	0,003	10,975
3261,2379	0,130	424,170	-0,028	-90,194	-0,003	-10,476
3305,2463	0,118	390,235	0,000	0,299	-0,003	-10,619

3370,2338	0,101	339,823	0,028	93,711	-0,003	-11,143
3370,2338	0,079	267,860	0,045	150,148	0,000	-0,692
3446,6213	0,055	188,166	0,045	153,941	0,003	10,663
3830,1783	0,028	107,635	0,028	108,197	0,003	12,756

Tableau IV.42. Les forces sismiques maximales pour chaque modes sens y

M (kN)	Xa1	Qa1(kN)	Xa2	Qa2(kN)	Xa3	Qa3(kN)
3428,5316	0,140	480,244	-0,045	-154,472	0,033	112,580
3261,2379	0,134	435,889	-0,028	-90,130	0,000	0,032
3305,2463	0,121	401,307	0,000	-0,179	-0,033	-108,499
3370,2338	0,104	349,857	0,028	92,838	-0,034	-114,672
3370,2338	0,082	276,024	0,044	149,613	-0,002	-7,846
3446,6213	0,056	194,270	0,045	153,890	0,032	108,975
3830,1783	0,029	111,003	0,028	108,269	0,034	131,202

IV.6.11. Calcul des forces sismiques pour chaque niveau :

Selon l'article 4.3.5 de RPA99 modifié en 2003[1] l'effet de l'action sismique est calculé par la formule suivante :

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

Sachant que :

E : l'effet de l'action sismique considéré .

E_i : valeur modale de E selon le mode $\langle i \rangle$.

K : nombre de modes retenus .

Tableau IV.43. Les forces sismiques dans chaque niveau sens x.

Niveau	Qa1(kN)	Qa2(kN)	Qa3(kN)	$\pm E$ (kN)
6	467,480	-154,962	10,975	492,616
5	424,170	-90,194	-10,476	433,780
4	390,235	0,299	-10,619	390,379
3	339,823	93,711	-11,143	352,684
2	267,860	150,148	-0,692	307,074
1	188,166	153,941	10,663	243,348
RDC	107,635	108,197	12,756	153,149

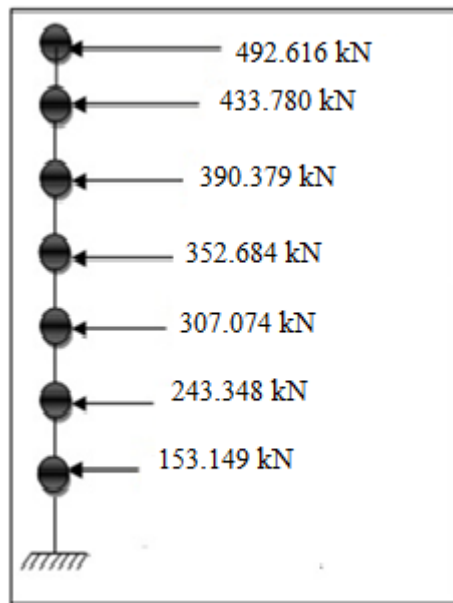


Figure IV.14. Les forces sismiques dans chaque niveau sens x-x

Tableau IV.44. Les forces sismiques dans chaque niveau sens y.

Niveau	Qa1(kN)	Qa2(kN)	Qa3(kN)	± E (kN)
6	480,244	-154,472	112,580	516,885
5	435,889	-90,130	0,032	445,110
4	401,307	-0,179	-108,499	415,716
3	349,857	92,838	-114,672	379,696
2	276,024	149,613	-7,846	314,062
1	194,270	153,890	108,975	270,737
RDC	111,003	108,269	131,202	203,120

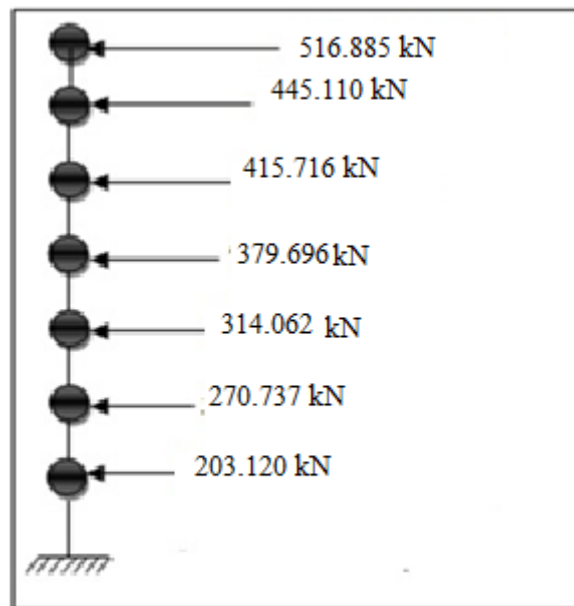


Figure IV.15. Les forces sismiques dans chaque niveau sens y-y

IV.6.13. Estimation de l'effort tranchant et le moment fléchissant :

L'effort tranchant est calculé par l'addition des forces sismiques de chaque niveau à partir du dernier niveau jusqu'à la base.

$$V_i = \sum_{i=1}^n E_i \quad . \text{ sachant que } n \text{ est le nombre de niveau}$$

Tandis que le moment fléchissant est déterminé en multipliant l'effort tranchant de l'étage considéré par la hauteur de ce dernier.

$$M_i = V_i \cdot h_i \quad . \quad h_i \text{ est la hauteur de l'étage } i$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau IV.45. L'effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque niveau sens x-x

Niveau	hauteur (m)	E (kN)	V (kN)	M(kN.m)
6	3,04	492,616	492,616	1497,5533
5	3,04	433,780	926,396	2816,2438
4	3,04	390,379	1316,7754	4002,9973
3	3,04	352,684	1669,4589	5075,1552
2	3,04	307,074	1976,5326	6008,6592

1	3,04	243,348	2219,8804	6748,4365
RDC	3,23	153,149	2373,029	7664,8837

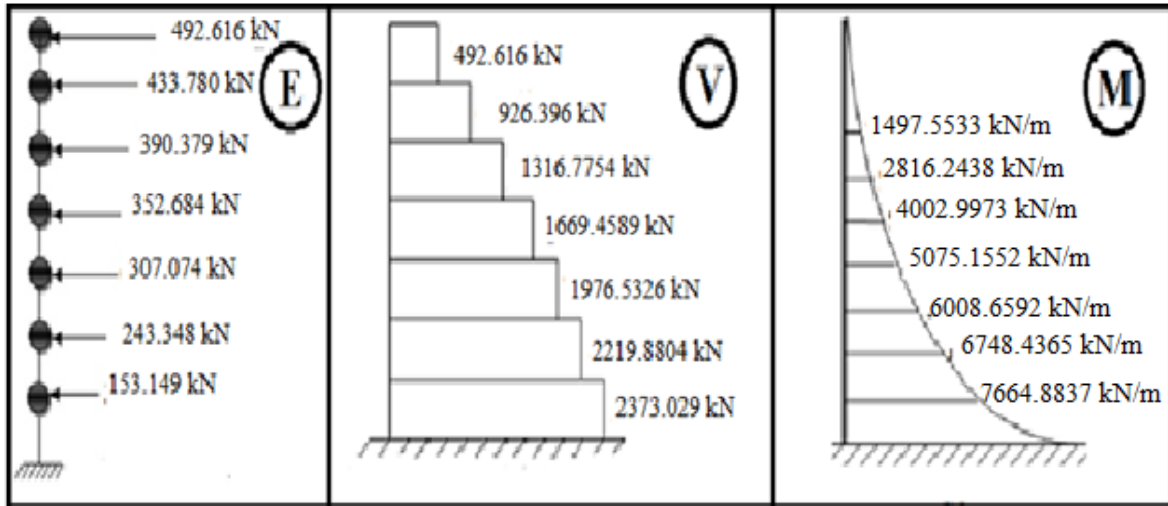


Figure IV.16. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant x-x

Tableau IV.46. L'effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque niveau sens y-y

Niveau	hauteur (m)	E (kN)	V (kN)	M(kN.m)
6	3,04	516,885	516,885	1571,3315
5	3,04	445,110	961,995	2924,4648
4	3,04	415,716	1377,7106	4188,2401
3	3,04	379,696	1757,4061	5342,5146
2	3,04	314,062	2071,4683	6297,2638
1	3,04	270,737	2342,2052	7120,3038
RDC	3,23	203,120	2545,3254	8221,401

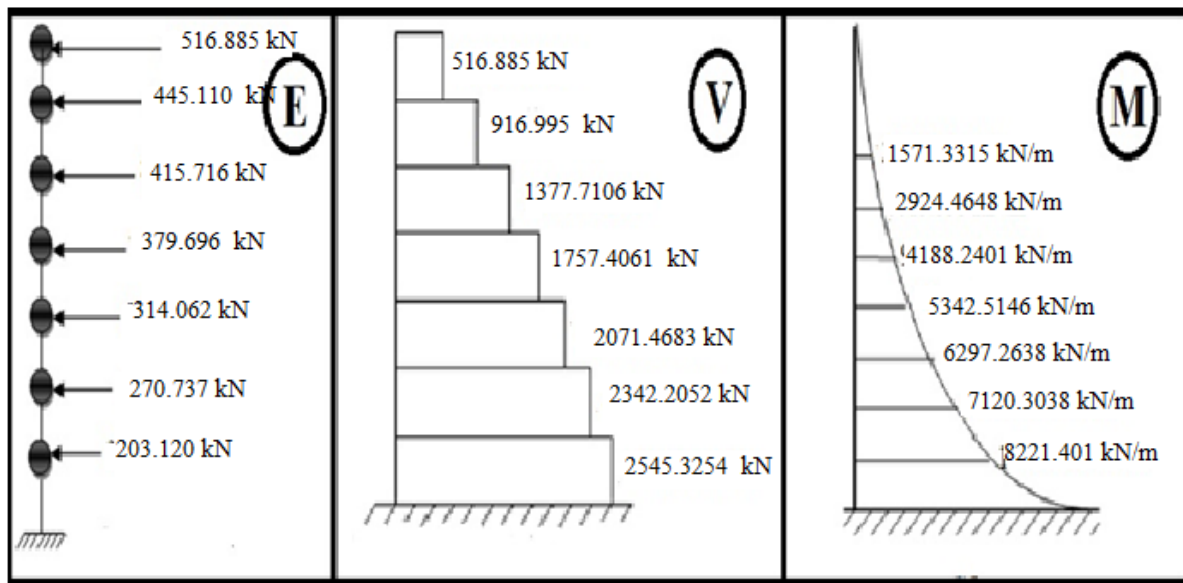


Figure IV.17. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant y-y

IV.6.14 Vérification :

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2373,029 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 2545,32 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_s^x = 0,087 \times W \\ V_s^y = 0,087 \times W \end{cases} \text{ On a : } W=24012,28\text{kN} \Rightarrow \begin{cases} V_s^x = 2089,07 \text{ kN} \\ V_s^y = 2089,07 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 1671,25 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 1671,25 \text{ kN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 2373,03 \text{ kN} \geq 0,8V^x = 1671,25 \text{ kN} \dots\dots CV \\ V_t^y = 2545,32 \text{ kN} \geq 0,8V^y = 1671,25 \text{ kN} \dots\dots CV \end{cases}$$

➤ Déplacements inter étages

❖ Sens x :

Tableau IV.47. Vérification des déplacements inter étages sens x-x

Story	Δk	$\delta k = R \cdot \delta ek$	Δk	1% hn
STORY7	0,136	0,477	0,022	0.0304
STORY6	0,130	0,455	0,042	0.0304
STORY5	0,118	0,413	0,060	0.0304

STORY4	0,101	0,353	0,075	0.0304
STORY3	0,079	0,278	0,087	0.0304
STORY2	0,055	0,191	0,093	0.0304
STORY1	0,028	0,098	0,098	0.0323

❖ Sens y :

Tableau IV.48. Vérification des déplacements inter étages y-y

Story	δ_{ek}	$\delta_{k=R.\delta_{ek}}$	Δ_k	1%hn
STORY7	0,140	0,490	0,022	0.0304
STORY6	0,134	0,468	0,043	0.0304
STORY5	0,121	0,425	0,062	0.0304
STORY4	0,104	0,363	0,077	0.0304
STORY3	0,082	0,287	0,089	0.0304
STORY2	0,056	0,197	0,096	0.0304
STORY1	0,029	0,101	0,101	0.0323

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (les effets du second ordre)**

C'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.

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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

Avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

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.

❖ Sens x :

Tableau IV.49. Vérification l'effet P- Δ sens x-x

Story	P	Δ	V	h	Θ	≤ 0.1
STORY7	3428,532	0,022	492,616	3,040	0,050	OUI
STORY6	3261,238	0,042	926,396	3,040	0,049	OUI
STORY5	3305,246	0,060	1316,775	3,040	0,050	OUI
STORY4	3370,234	0,075	1669,459	3,040	0,050	OUI
STORY3	3370,234	0,087	1976,533	3,040	0,049	OUI
STORY2	3446,621	0,093	2219,880	3,040	0,047	OUI
STORY1	3830,178	0,098	2373,029	3,230	0,049	OUI

❖ Sens-y :

Tableau IV.50. Vérification l'effet P- Δ sens y-y

Story	P	Δ	V	h	Θ	≤ 0.1
STORY7	3428,532	0,022	516,885	3,040	0,049	OUI
STORY6	3261,238	0,043	961,995	3,040	0,048	OUI
STORY5	3305,246	0,062	1377,711	3,040	0,049	OUI
STORY4	3370,234	0,077	1757,406	3,040	0,048	OUI
STORY3	3370,234	0,089	2071,468	3,040	0,048	OUI
STORY2	3446,621	0,096	2342,205	3,040	0,046	OUI
STORY1	3830,178	0,101	2545,325	3,230	0,047	OUI

IV.7. Conclusion :

Dans ce chapitre on a fait la modélisation manuelle de la structure et la détermination des modes de vibrations, on observe le comportement de la structure et les vérifications nécessaires.

V. Etude dynamique et sismique

Partie Automatique

V. Etude dynamique et sismique

« Partie Automatique »

V.1.Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées.

Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées :

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.

V.2. Étude dynamique :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

V.2.1.Présentation du logiciel « L'ETABS... [16] » :

L'ETABS : est un programme structurel basé sur la méthode autonome par éléments finis pour l'analyse et la conception de structures civiles. Il offre une interface utilisateur intuitive mais puissante, avec de nombreux outils pour faciliter la construction de modèles rapide et précise, avec les techniques analytiques sophistiquées requises pour mener à bien les projets les plus complexes.

Nom du programmer: Extended Three Dimensional Analysis of Building System

(Version 9.7.0)

Version : Version 9.7.0.

Entreprise productrice : Computers and Structures, Inc.

Berkeley, California. USA.

ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments. Les caractéristiques principales d'ETABS sont :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes

Réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI, etc). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (« AUTOCAD[19] », « SAP2000 [18] » et SAFE).

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

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

V.3.Modélisation de la structure :

L'une des étapes les plus importantes lors d'une analyse dynamique de la structure est la modélisation adéquate de cette dernière.

Vue la complexité et le volume de calcul que requiert l'analyse de notre structure, la nécessité de l'utilisation de l'outil informatique s'impose.

Dans le cadre de notre projet nous avons opté pour un logiciel de calcul existant depuis quelques années et qui est à notre portée : il s'agit du **ETABS[16]**, (Extended Three Dimensional Analysis of Building System version 9.7.0).

V.3.1. Modélisation de la rigidité :

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre (frame) à deux nœuds.
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau $i+1$).
- Chaque voile est modélisée par un élément coque (Shell) à plusieurs nœuds (rectangulaire) (4) nœuds.
- Les planchers ne sont pas modélisés, cependant à tous les nœuds d'un même plancher nous avons attribué une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan (donc indéformable).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués)

V.3.2. Modélisation de la masse :

- La masse des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G+\beta Q)$ imposée par le [1] avec ($\beta=0,2$) pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir $2,5\text{t/m}^3$.
- La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été concentrée aux niveaux des nœuds qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).
- La masse des escaliers a été concentrée au niveau des quatre nœuds délimitant la cage d'escalier (par plancher).
- La masse de chaque balcon a été concentrée au niveau des deux nœuds de la poutre servant d'appui au balcon.

V.3.3. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, maçonneries....et).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

avec :

M_i : La masse de l'élément « i » du niveau considéré.

X_i, Y_i : Coordonnées du centre de gravité de l'élément « i » par rapport au repère global.

Remarque :

Il y a lieu de rappeler que l'ETABS (version 9.7.0)[16] calcule et affiche automatiquement les deux (2) valeurs citées précédemment (centre de masse, masse totale de l'étage) lorsque le plancher est réalisé par un diaphragme.

V.4. Interprétation des résultats de l'analyse sismique :

V.4.1. Modèle initial (Structure sans voiles) :

Le modèle initial dans cette étude est donné sur la figure V.1.

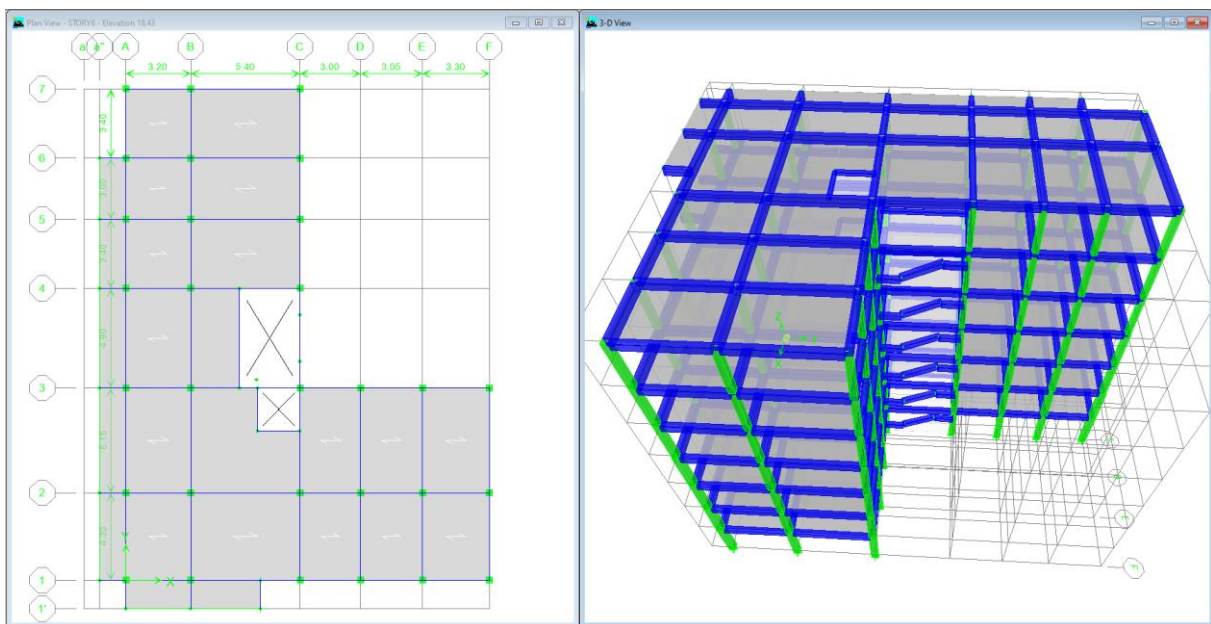


Figure V.1. Modèle initial.

V.4.1.1. Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau V.1. Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	1,067855	0,4297	67,0663	0,4297	67,0663	9,3086
2	1,0282	72,4537	0,0003	72,8834	67,0666	3,7393
3	0,997117	2,9741	10,6067	75,8574	77,6733	62,8813
4	0,383765	0,0484	10,5189	75,9058	88,1922	2,0496
5	0,37302	13,0783	0,2771	88,9841	88,4693	0,5122
6	0,358142	0,8276	1,4624	89,8118	89,9317	10,8845
7	0,227428	0,0339	3,8596	89,8457	93,7913	0,5604
8	0,219267	4,1561	0,1268	94,0018	93,9181	0,1532

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale : $T=1,067\text{sec}$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode,
- Le 1^{er} mode est un mode translation suivant l'axe Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode translationsuivant l'axe X-X.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

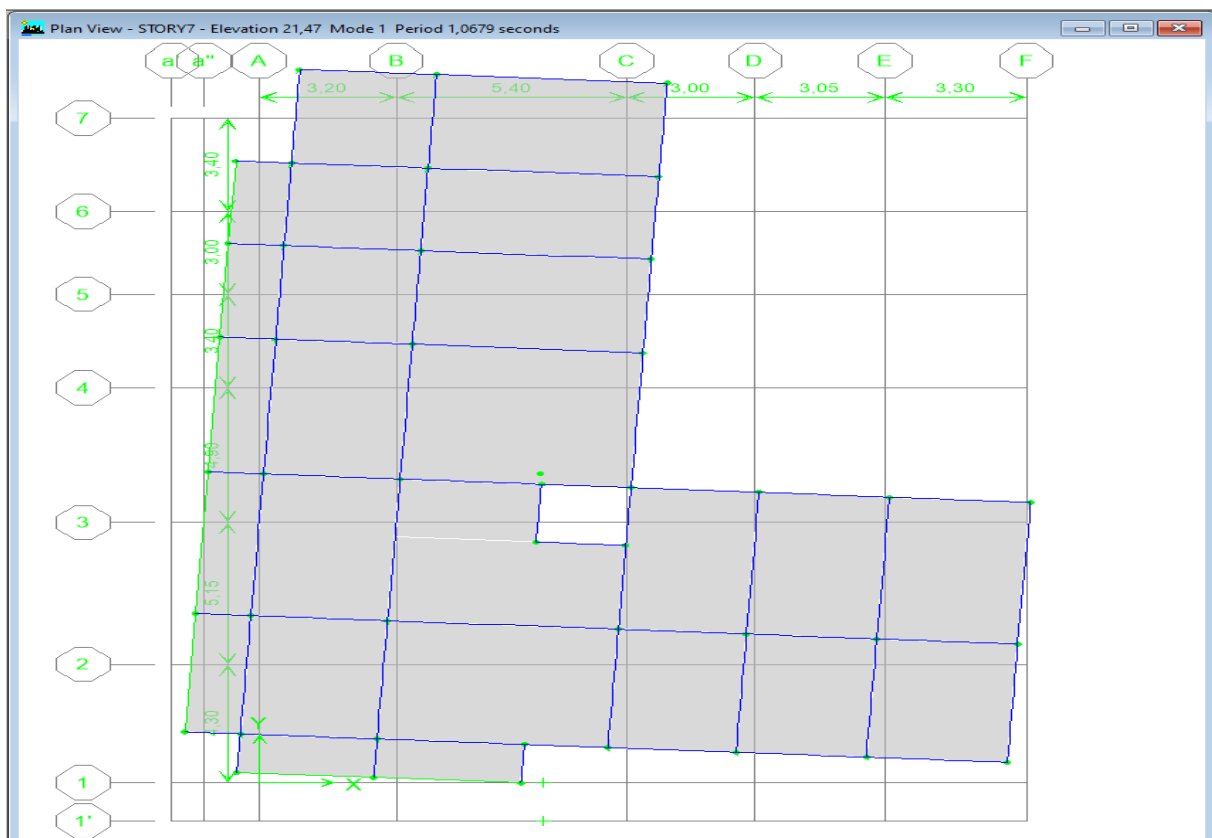


Figure V.2. Modèle initial mode 1

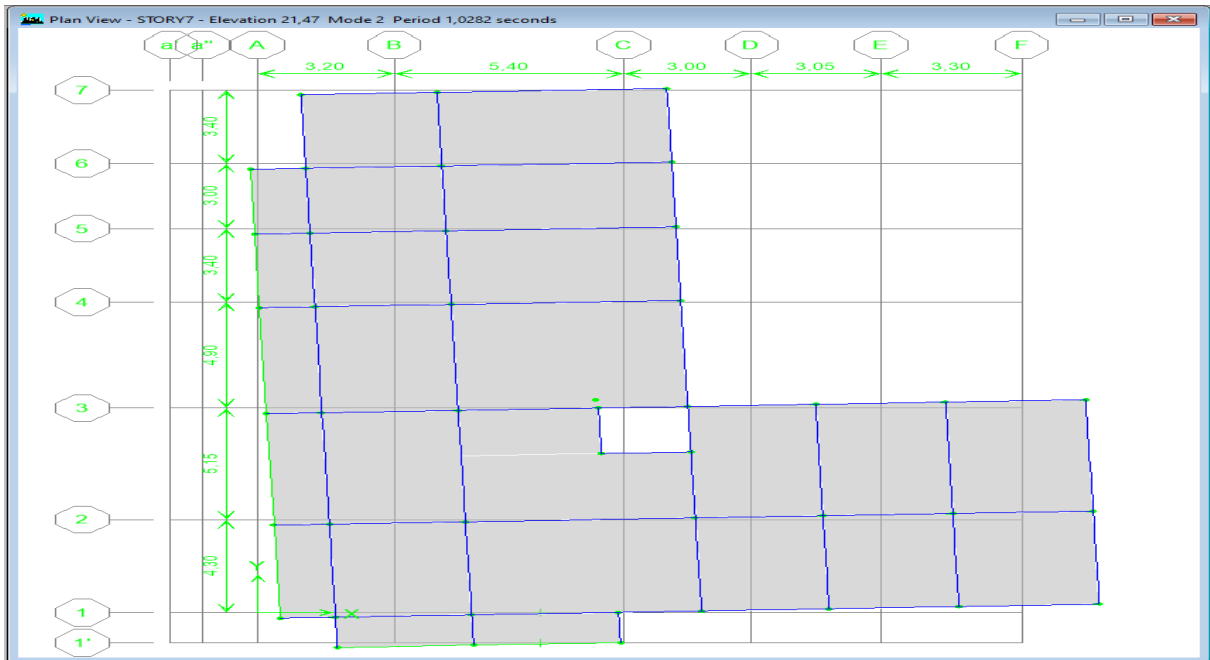


Figure V.3. Modèle initial mode 2

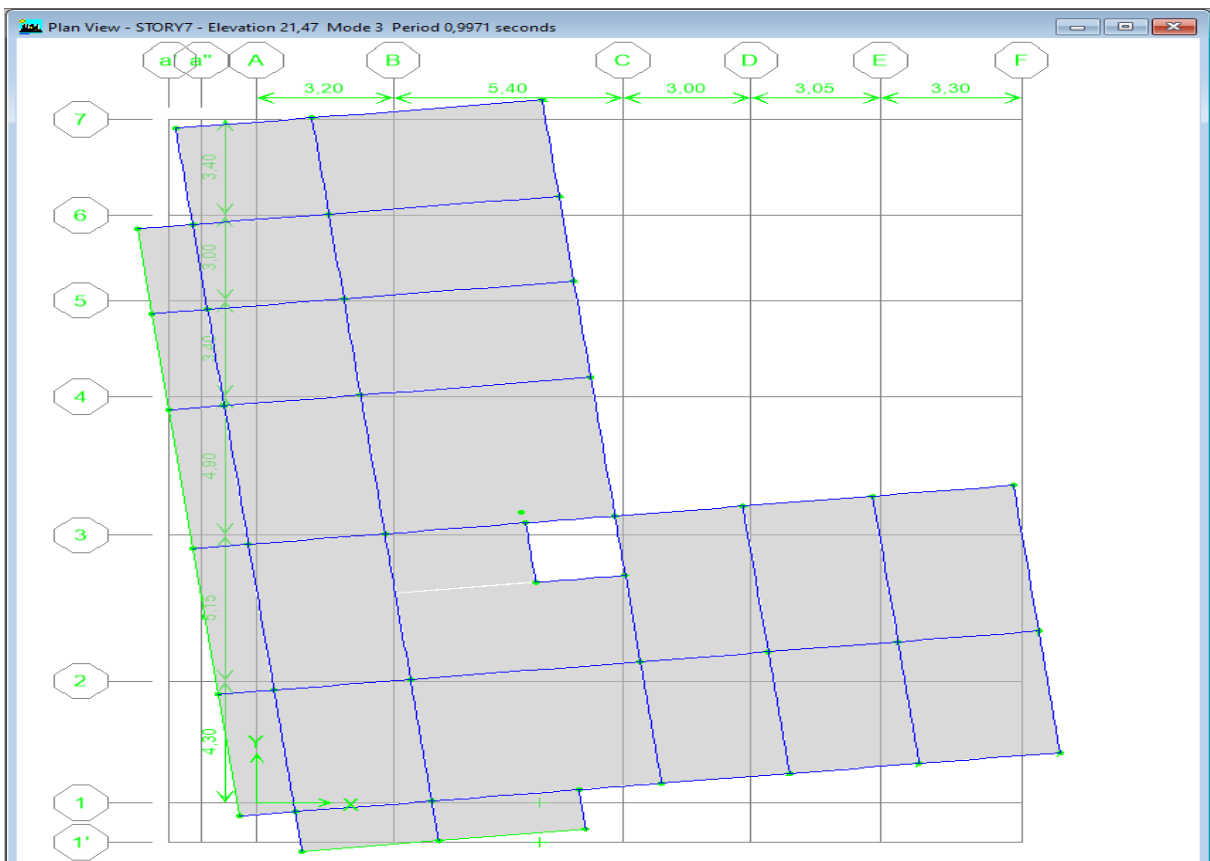


Figure V.4. Modèle initial mode 3

IV.4.1.2. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA99 modifié en 2003 [1] :

D'après le fichier des résultats d'ETABS on a :

IV.4.1.2.1. Vérification de la période :

$$T_{\text{Numérique}} \leq 1,3 \cdot T_{\text{Empirique}}$$

Tableau V.2. Vérification de la période du Modèle initial

T Numérique	T Empirique	1,3T Empirique	Observation
1,067	0.38	0,494	CNV

IV.4.1.2.2. Vérification de l'effort sismique à la base :

Selon l'article 4.3.6 du **RPA99 modifié en 2003 [1] p36 [1]**, 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_s .

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 1638.8 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 1571.58 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{On a : } W = 24435.73 \text{ kN} \Rightarrow \begin{cases} V_s^x = 2590.19 \text{ kN} \\ V_s^y = 2590.19 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V_s^x = 2072.15 \text{ kN} \\ 0,8V_s^y = 2072.15 \text{ kN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 1638.8 \text{ kN} \geq 0,8V_s^x = 2072.15 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{CNV} \\ V_t^y = 1571.58 \text{ kN} \geq 0,8V_s^y = 2072.15 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{CNV} \end{cases}$$

Donc tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) seront multipliés par les rapports $\frac{0,8V_s}{V_t}$ dans la vérification dans les deux sens.

Rapport x = 1.26

Rapport y = 1.32

V.4.1.2.3. Vérification des déplacements latéraux inter étages :

L'une des vérifications préconisée par le « **RPA99 modifié en 2003 [1]** », concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon « **RPA99 modifié en 2003[1]** » l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_K^x \leq \bar{\Delta} \quad \text{et} \quad \Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$$

$$\bar{\Delta} = 0,01he$$

$$\delta_K^x = R.\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R.\delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

avec :

he : représente la hauteur de l'étage ;

Δ_K^x : correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans lesens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y) ;

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Tableau V.3.Vérification des déplacements inter-étage du modèle initial étages Sens :x-x

Story	UX	UY	δ_{ek}	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	Δ_k	Δ_k^* rapp x	$\leq 1\%hn$	obs
STORY7	0,0289	0,0016	0,0289	0,1447	0,0130	0,0164	0,0304	CV
STORY6	0,0263	0,0015	0,0263	0,1317	0,0210	0,0265	0,0304	CV
STORY5	0,0221	0,0013	0,0221	0,1107	0,0275	0,0347	0,0304	CNV
STORY4	0,0166	0,001	0,0166	0,0832	0,0230	0,0290	0,0304	CV
STORY3	0,012	0,0007	0,0120	0,0601	0,0250	0,0316	0,0304	CNV
STORY2	0,007	0,0004	0,0070	0,0351	0,0195	0,0246	0,0304	CV
STORY1	0,0031	0,0002	0,0031	0,0155	0,0155	0,0196	0,0323	CV

Tableau V.4.Vérification des déplacements inter-étage du modèle initial étages Sens :y-y

Story	UX	UY	Δ_{ek}	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	Δ_k	Δ_k^* rapp y	$\leq 1\%hn$	obs
STORY7	0,0017	0,0289	0,0289	0,1447	0,0125	0,0165	0,0304	CV
STORY6	0,0016	0,0264	0,0264	0,1322	0,0191	0,0252	0,0304	CV
STORY5	0,0013	0,0226	0,0226	0,1132	0,0255	0,0337	0,0304	CNV
STORY4	0,001	0,0175	0,0175	0,0876	0,0230	0,0304	0,0304	CNV
STORY3	0,0007	0,0129	0,0129	0,0646	0,0260	0,0344	0,0304	CNV
STORY2	0,0004	0,0077	0,0077	0,0386	0,0220	0,0291	0,0304	CV
STORY1	0,0002	0,0033	0,0033	0,0165	0,0165	0,0218	0,0323	CV

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles.

Donc il faut augment la rigidité de la structure on rajoutant des voiles, et pour obtenir une meilleure disposition du voiles on respecte :

- Lesymétrie des voiles.
- Eloigner les voiles au centre de torsion.

Et on respecte tous jour le plan d’architecteur et l’aspect d’économique.

V.4.2.Modèle final (Structure avec voiles) :

Le modèle final dans cette étude est donné sur la figure V.5.

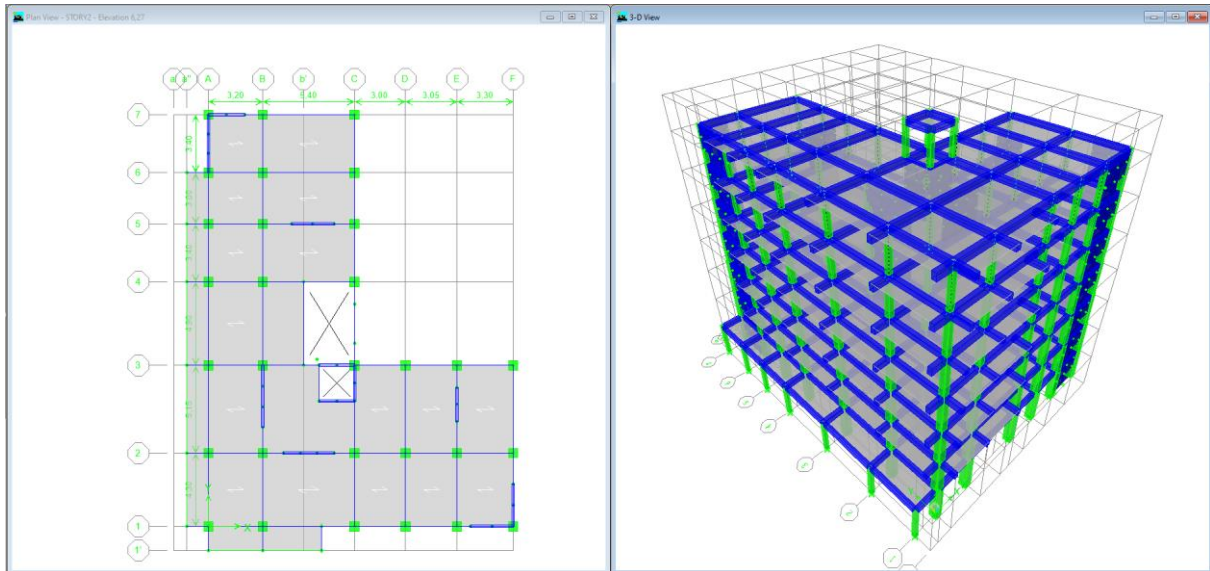


Figure V.5.Modèle final.

V.4.2.1.Caractéristiques dynamiques propres :

Les caractéristiques dynamiques propres obtenues sont données dans le tableau.

Tableau V.5.Périodes et facteurs de participation massique du modèle final

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,493	40,673	29,314	40,673	29,314	0,281
2	0,462	29,574	40,096	70,247	69,411	0,053
3	0,387	0,120	0,215	70,367	69,626	69,429
4	0,150	13,568	3,390	83,934	73,016	0,065
5	0,132	3,777	13,935	87,711	86,951	0,114
6	0,111	0,000	0,317	87,711	87,268	18,707
7	0,101	0,001	1,063	87,712	88,331	0,013
8	0,092	0,946	0,001	88,658	88,332	0,073
9	0,083	0,006	0,089	88,664	88,421	0,024
10	0,070	4,735	0,907	93,399	89,328	0,053
11	0,063	0,094	0,381	93,494	89,708	0,000
12	0,061	0,864	4,891	94,357	94,599	0,011

L’analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T=0,493sec

- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **12^{ème}** mode
- Le **1^{er}** mode est un mode translation couplé.
- Le **2^{ème}** mode est un mode translation couplé.
- Le **3^{ème}** mode est mode de torsion.

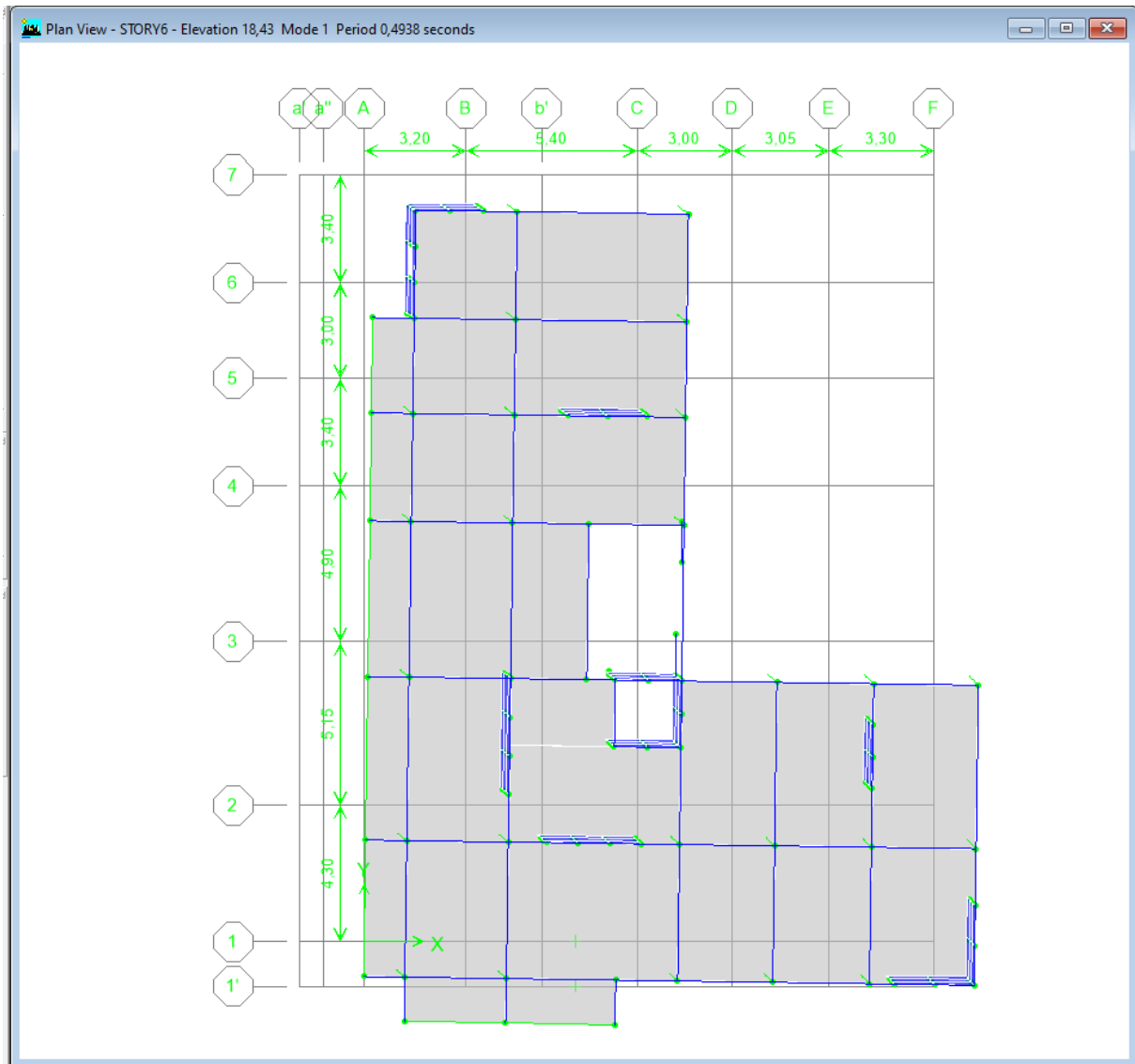


Figure V.6.Modèle final Mode 1

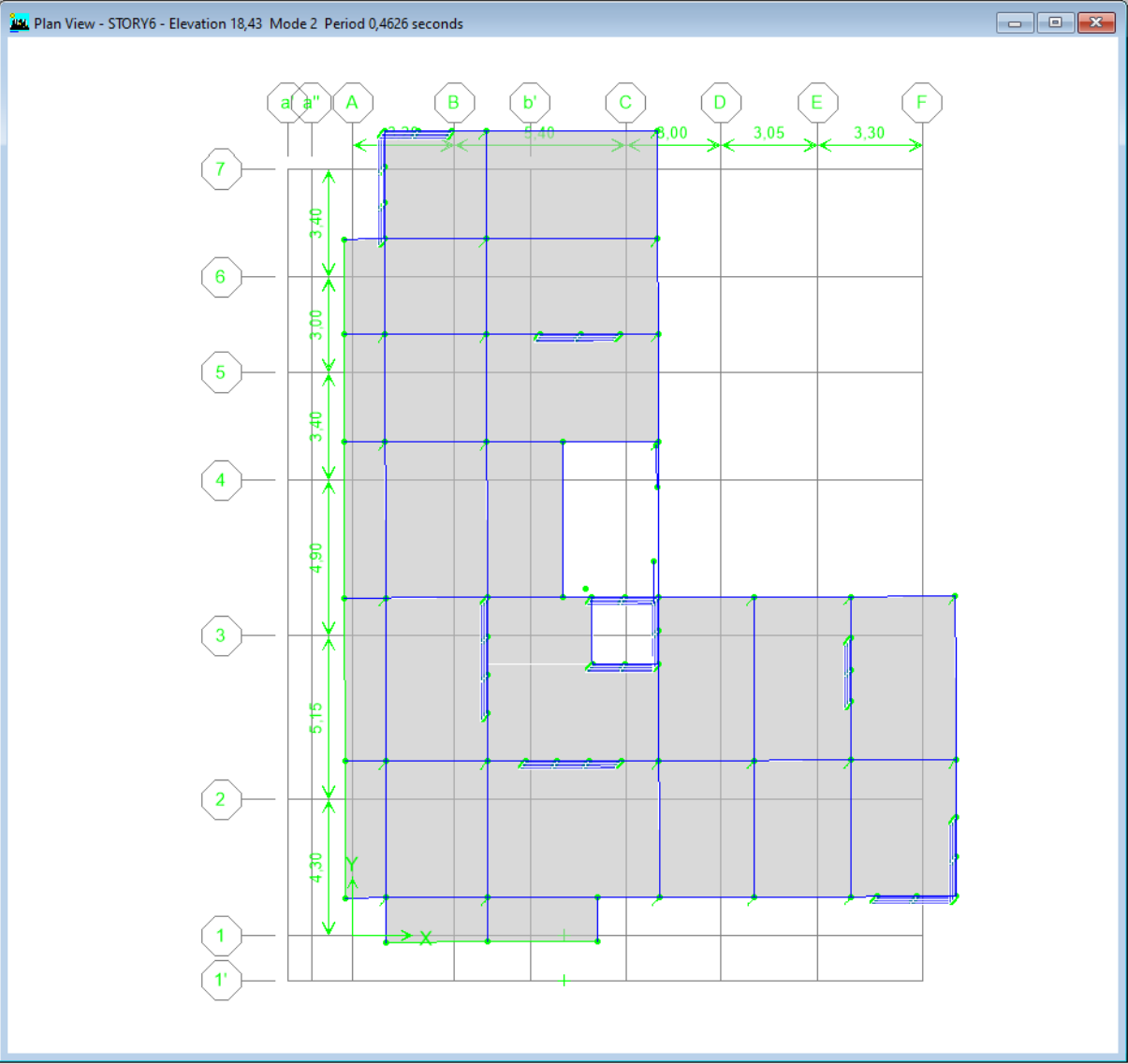


Figure V.7.Modèle final Mode 2

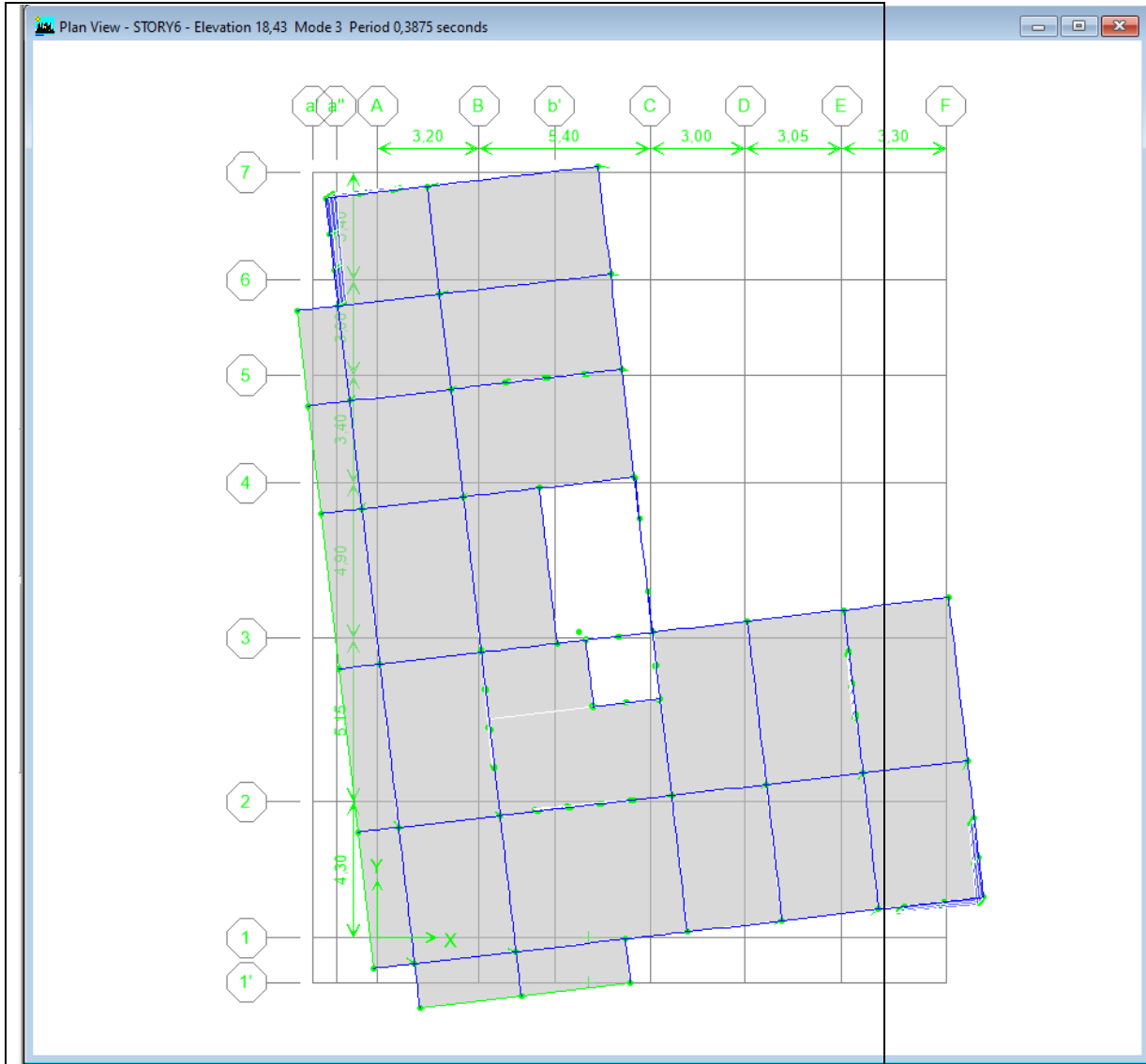


Figure V.8.Modèle final Mode 3

IV.4.2.2. Vérification des résultats vis-à-vis du « RPA99 modifié en 2003 [1] » :

D’après le fichier des résultats d’ETABS [16] on a :

IV.4.2.2.1. Vérification de la période :

$$T_{\text{Numérique}} \leq 1,3 \cdot T_{\text{Empirique}}$$

Tableau V.6.Vérification de la période du modèle final

T Numérique	T Empirique	1,3. T Empirique	Observation
0,493	0,38	0,494	CV

IV.4.2.2.2. Vérification de l’effort sismique à la base :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 2196.01 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 2194.28 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{On a : } W = 26492.94 \text{ kN} \Rightarrow \begin{cases} V_s^x = 2315.48 \text{ kN} \\ V_s^y = 2315.48 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V_s^x = 1852.39 \text{ kN} \\ 0,8V_s^y = 1852.39 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 2196.01 \text{ kN} \geq 0,8V_s^x = 1852.39 \text{ kN} \dots\dots \text{CV} \\ V_t^y = 2194.28 \text{ kN} \geq 0,8V_s^y = 1852.39 \text{ kN} \dots\dots \text{CV} \end{cases}$$

V.4.2.2.3. Déplacements inter étages de modèle final :

Tableau V.7. Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens x-x

Story	UX	UY	Δk	$\delta k = R \cdot \delta ek$	Δk	$\leq 1\%hn$	Obs
STORY7	0,0082	0,0034	0,0089	0,0444	0,0072	0,0304	CV
STORY6	0,0069	0,0028	0,0074	0,0372	0,0074	0,0304	CV
STORY5	0,0055	0,0023	0,0060	0,0298	0,0076	0,0304	CV
STORY4	0,0041	0,0017	0,0044	0,0222	0,0076	0,0304	CV
STORY3	0,0027	0,0011	0,0029	0,0146	0,0065	0,0304	CV
STORY2	0,0015	0,0006	0,0016	0,0081	0,0054	0,0304	CV
STORY1	0,0005	0,0002	0,0005	0,0027	0,0027	0,0323	CV

Tableau V.8. Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens y-y

Story	UX	UY	Δk	$\delta k = R \cdot \delta ek$	Δk	$\leq 1\%hn$	obs
STORY7	0,0034	0,008	0,0087	0,0435	0,0072	0,0304	CV
STORY6	0,0028	0,0067	0,0073	0,0363	0,0074	0,0304	CV
STORY5	0,0023	0,0053	0,0058	0,0289	0,0076	0,0304	CV
STORY4	0,0017	0,0039	0,0043	0,0213	0,0072	0,0304	CV
STORY3	0,0011	0,0026	0,0028	0,0141	0,0065	0,0304	CV
STORY2	0,0006	0,0014	0,0015	0,0076	0,0049	0,0304	CV
STORY1	0,0002	0,0005	0,0005	0,0027	0,0027	0,0323	CV

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « **RPA99 version 2003 [1]** »

V.4.2.2.4. Vérifications des Sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par le « C.B.A [3] » et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

Les résultats trouvés récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau V.9. Vérifications des Sollicitations normales modèle final

Niveau		Nd (KN)	Bpot (mm)	Bc (mm2)	Fc28 MPa	V	Vérification	Observation
RDC	Autres	1789,28	600	327600	25	0,22	0,3	OUI
	Coursive	130,02	300	81900	25	0,06	0,3	OUI
1ER		1762,17	550	275275	25	0,23	0,3	OUI
2EME		1311,55	500	227500	25	0,23	0,3	OUI
3EME		1042,46	450	184275	25	0,23	0,3	OUI
4EME		780,61	400	145600	25	0,22	0,3	OUI
5EME		522,66	350	111475	25	0,19	0,3	OUI
6EME		263,63	300	81900	25	0,13	0,3	OUI

V.4.2.2.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (les effets du second ordre) :

C'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.

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 :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0,1$$

avec :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau K :

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{Déjà calculé.}$$

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.

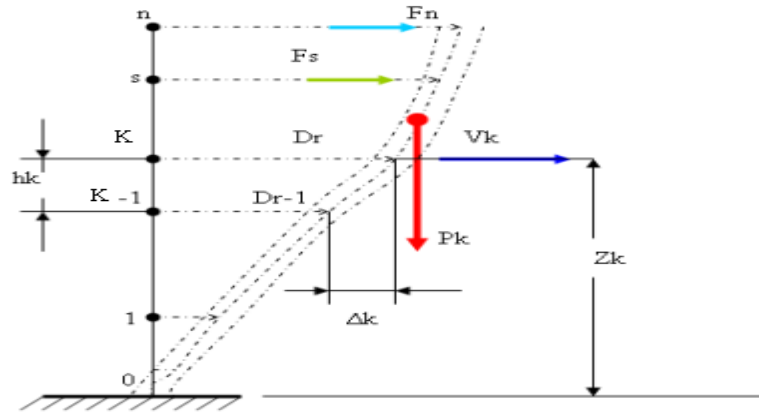


Figure V.9.Evaluation des effets du second ordre.

Tableau V.10.Vérification l'effet P- Δ du modèle finalSens x-x

Story	P	Δ	V	H	Θ	≤ 0.1
STORY7	3884,5785	0,0072	699,05	3,04	0,013	CV
STORY6	3504,8579	0,0074	1133,81	3,04	0,008	CV
STORY5	3606,4719	0,0076	1487,17	3,04	0,006	CV
STORY4	3688,9995	0,0076	1772,66	3,04	0,005	CV
STORY3	3782,9322	0,0065	1975,74	3,04	0,004	CV
STORY2	3888,2681	0,0054	2119,71	3,04	0,003	CV
STORY1	4136,8289	0,0027	2196,01	3,23	0,002	CV

Tableau V.11.Vérification l'effet P- Δ du modèle finalSens y-y

Story	P	Δ	V	H	Θ	CV
STORY7	3884,5785	0,0072	711,06	3,04	0,013	CV
STORY6	3504,8579	0,0074	1137,28	3,04	0,008	CV
STORY5	3606,4719	0,0076	1482,88	3,04	0,006	CV
STORY4	3688,9995	0,0072	1764,95	3,04	0,005	CV
STORY3	3782,9322	0,0065	1965,52	3,04	0,004	CV
STORY2	3888,2681	0,0049	2112,47	3,04	0,003	CV
STORY1	4136,8289	0,0027	2194,28	3,23	0,002	CV

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2° ordre (Ou effet P- Δ) peuvent être négligés.

V.4.2.2.6.Participation des éléments résistants au contreventement :

Puisque on a un contreventement de structures en portique par des voiles en béton armé il faut faire la Justification vis-à-vis des pourcentages des charges (gravitaires et latérale) reprises par les voiles et les portiques.

V.2.2.7.1. Justification des pourcentages (voiles et portiques) :

D’après les règles parasismiques algériennes (**article.3.4**) le système de contreventement de structures en portique par des voiles en béton armé est justifié quand les voiles reprennent aux plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

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

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

V.2.2.7.2. Justification des voiles sous charges verticales :

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

$$\frac{\sum F_z \text{portiques}}{\sum F_z \text{portiques} + \sum F_z \text{voiles}} \geq 80\% \text{ Des charges verticales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_z \text{voiles}}{\sum F_z \text{portiques} + \sum F_z \text{voiles}} \leq 20\% \text{ Des charges verticales reprises par les voiles}$$

Tableau V.12. Vérification de la portance vis-à-vis l’effort vertical

Combinaison	F Globale (KN)	Voiles (KN)	Pourcentage des voiles (%)	Portiques (KN)	Pourcentage des portiques (%)
ELS	27330,06	5375,38	19,67	21954,68	80,33

V.2.2.7.3. Justification des portiques sous 25% des charges horizontales :

Pour faire cette vérification on a excité la structure réelle (voiles, portique) avec la totalité du chargement sismique.

Ensuite on prend le modèle de structure sans voiles et on l’excite sous **25%** du chargement sismique.

Tableau V.13. Vérification de la portance vis-à-vis l’effort horizontal

		Portiques et voiles		Portiques		Voiles	
Niveaux	hauteur	Vx(KN)	Vy(KN)	Vx(KN)	Vy(KN)	Vx(KN)	Vy(KN)

N7	21,47	985,71	922,94	397,6	352,38	588,11	570,56
N6	18,43	1457,67	1291,9	615,24	483,16	842,43	808,74
N5	15,39	1916,23	1685,05	853,95	624,12	1062,28	1060,93
N4	12,35	2277,91	2007,32	1038,18	713,01	1239,73	1294,31
N3	9,31	2532,73	2246,09	1135,08	744,82	1397,65	1501,27
N2	6,27	2574,94	2364,85	1086,34	676,32	1488,6	1688,53
N1	3,23	2442,58	2531,37	1038,17	733,25	1404,41	1798,12

Pourcentage du Portiques		Pourcentage des Voiles	
V _x (%)	V _y (%)	V _x (%)	V _y (%)
40,34	38,18	59,66	61,82
42,21	37,40	57,79	62,60
44,56	37,04	55,44	62,96
45,58	35,52	54,42	64,48
44,82	33,16	55,18	66,84
42,19	28,60	57,81	71,40
42,50	28,97	57,50	71,03

V.2.2.7.4. Interprétation des résultats :

Les résultats représentés dans le **tableau (V.14)** montrent que les voiles reprennent de **19.67 %** des charges verticales, donc cette condition est vérifiée.

Les résultats montrent que plus de **28.97%** de l'effort horizontal est repris par les portiques.

Alors on opte pour un système de contreventement de **type 4-a** (système de contreventement de mixte assuré par des voiles et portiques),

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultants à leurs interactions à tous les niveaux.

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

V.2.2.7.5. Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement : RPA99v2003 article 4.41

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origines sismique.

Il faut vérifier que :
$$\frac{\text{moment résistant}}{\text{moment de renversement}} \geq 1.5$$

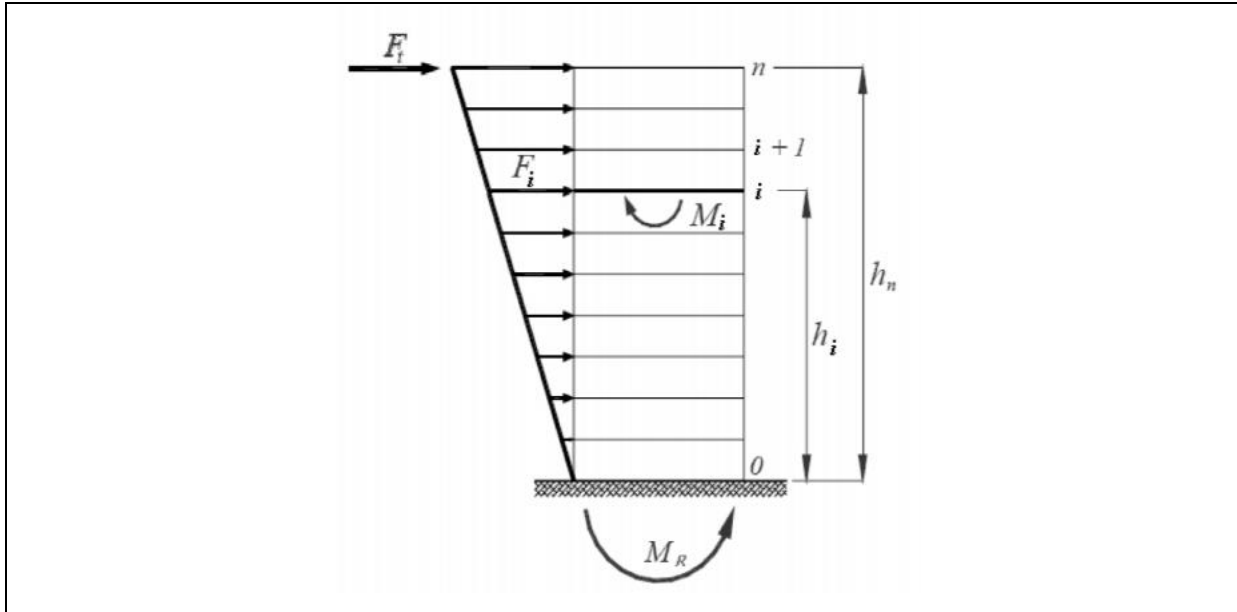


Figure. V.10. Schéma du renversement

Sachant que :

W_i : Poids de chaque niveau

X_i, Y_i Coordonnées des centres de gravité de chaque niveau.

Moment résistant (de stabilité)

$$Ms_x = \sum_{i=1}^n Mi = \sum_{i=1}^n X_{xgi} W_i$$

$$Ms_y = \sum_{i=1}^n Mi = \sum_{i=1}^n X_{ygi} W_i$$

f_i : Force sismique pour chaque étage.

Moment de renversement

$$Mr_x = \sum_{i=1}^n Mr_{ix} = \sum_{i=1}^n h_{ix} f_{ix}$$

$$Mr_y = \sum_{i=1}^n Mr_{iy} = \sum_{i=1}^n h_{iy} f_{iy}$$

Tableau.V.14 .vérification du renversement

Story	XM	YM	Z (m)	W*X	W*Y	Wi*Z	Fx	Fy	Fx*hi	Fy*hi
STORY7	6,10	10,36	21,47	23695,93	40244,23	83401,90	568,76	568,31	12211,24	12201,62
STORY6	6,40	9,79	18,43	22431,09	34312,56	64594,53	440,50	440,15	8118,45	8112,05

STORY5	6,38	9,77	15,39	23009,29	35235,23	55503,60	378,51	378,21	5825,21	5820,62
STORY4	6,35	9,75	12,35	23425,15	35967,75	45559,14	310,69	310,45	3837,02	3834,00
STORY3	6,33	9,74	9,31	23945,96	36845,76	35219,10	240,18	239,99	2236,04	2234,28
STORY2	6,31	9,72	6,27	24534,97	37793,97	24379,44	166,26	166,12	1042,42	1041,60
STORY1	6,52	9,76	3,23	26972,12	40375,45	13361,96	91,12	91,05	294,32	294,09
				168014,51	260774,94	322019,68			33564,71	33538,27

Tableau. V.15. vérification du renversement

Direction	ΣMs	ΣMr	$\Sigma Ms/\Sigma Mr$	Observation
Suivant X-X	168014,51	33564,71	5,01	Vérifié
Suivant Y-Y	260774,94	33538,27	7,78	Vérifié

V.5.Conclusion :

Les étapes de vérification suivies pour définir le modèle finale étaient de:

- Déterminer les modes propres de telle sorte que 1er et 2ème translation, la 3ème torsion pour avoir plus de sécurité.
- La vérification de l’effort tranchant à la base obtenue par l’approche statique équivalente est spécifié comme l’effort tranchant minimal à la base ($=0.8*V_{MSE}$), avec l’implication de ce dernier par l’analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s’il est inférieur.
- Vérifier les déplacements inter-étage qui a pour but rigidité latérale imposé par le **RPA99 modifié en 2003 [1]**.
- Vérifier l’effet P- Δ pour la stabilité de structure vis-à-vis le moment de 2ème ordre.
- Vérifier les pourcentages des sollicitations horizontales et verticales donnés par le **RPA99 modifié en 2003 [1]** pour justifier le choix de coefficient de comportement.
- Vérifier l’effort normal réduit dans les poteaux imposé.
- Vérification vis-à-vis le renversement.

Ces critères sont vérifiés au fur et à mesure qu’on charge le modèle, donc on adopte cette disposition des voiles concernant le contreventement de la structure.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux

Chapitre VI .Ferrailage des éléments structuraux

VI.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 9.7.0) [16]:**

- Les poutres seront dimensionnées en flexion simple ;
- Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

VI.2. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux assurant la transmission des efforts vers les fondations, est soumise à un effort normal "N" rapport aux axes de symétrie et à un moment de flexion "M "dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale), donc ils sont calculés en flexion composée.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

1. Section entièrement tendue SET.
2. Section entièrement comprimée SEC.
3. Section partiellement comprimée SPC.

Les combinaisons sont en fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Les combinaisons données par les règles du C.B.A 93 :
 - E LU : $1.35G + 1.5Q$
 - ELS : $G + Q$
- Les combinaisons données par les règles du RPA 99 version 2003 :
 - $E \pm G + Q$
 - $E \pm 0.8G$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitations.

E : Charges sismiques.

a) Armatures longitudinales

La section A_l des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_l = \min \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ pour par mètre de longueur de parement} \\ 0.1\% \leq \frac{A_l}{B} \leq 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage est limité en zone **IIb** par « **RPA99 modifié en 2003 [1]** » :

➤ $0,9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 3\%$ (Zone courante)

➤ $0,9\% \leq \frac{A_l}{b.h} \leq 6\%$ (Zone de recouvrement)

- Le diamètre minimal est de 12 mm .
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm .
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones Nodales (zone critiques).

Pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

Avec :

h_e : la hauteur d'étage.

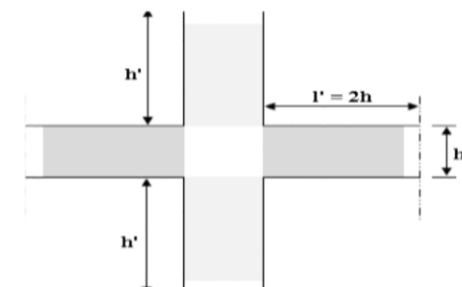


Figure VI.1.Zone nodale.

b) Calcul de contrainte de cisaillement τ_u et sa valeur limite $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente dans les poteaux τ_u est conventionnellement prise égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Avec :

V_u : la valeur de l'effort tranchant, vis-à-vis de l'état limite ultime (T_u).

b_0 : la largeur de poteau .

d : la hauteur utile ($d = h - c$).

c) Contrainte tangente admissible $\overline{\tau_u}$

La contrainte tangente limite $\overline{\tau_u}$ a pour valeur :

Selon (CBA 93 [3]) :

Armatures droites ($\alpha = 90^\circ$).

Fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 4,32 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation accidentelle} \end{cases}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation durable} \\ \overline{\tau_u} = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation accidentelle} \end{cases}$$

Selon BAEL 91 Modifié 99 [2] :

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

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

d) Élancement λ $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$\text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

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.

pour une section rectangulaire de hauteur h , l'élançement λ pour valeur :

$$\lambda = \frac{\ell_f}{h} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{\ell_f}{h}$$

e) Armatures transversales

Le rôle des armatures transversales consiste à :

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

Les armatures transversales doivent entourer les barres longitudinales, leurs ϕ_t est donnée par

la relation :

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l$$

ϕ_l : étant le plus grand diamètre des armatures longitudinales.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

1) Situation durable :

Tableau .VI.1. 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	$\sigma_s=348\text{MPa}$

2) Situation accidentelle :

Tableau .VI.2. 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	$\sigma_s=400\text{MPa}$

VI.2.2. Ferrailage avec le logiciel SOCOTEC :

Le logiciel « **SOCOTEC** [17] » est utilisé pour le ferrailage des sections soumises à la flexion composée.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1. Situation durable :

1.1 Combinaison ELU : 1,35G+1,5Q

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :

Tableau VI. 3. Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveau	Section	Nmax	Mcorr	Sollicitation	A's	As	As min
rdc	60	-1789,28	-9,413	SEC	0	0	32,4
	30	-130,02	-3,013	SEC	0	0	8,1
1er étages	55	-1602,21	6,969	SEC	0	0	27,225
2eme étages	50	-1319,85	51,585	SEC	0	0	22,5
3 ^{eme} étages	45	-1048,8	47,101	SEC	0	0	18,225
4eme étages	40	-784,9	47,503	SEC	0	0	14,4
5 ^{eme} étages	35	-525,02	42,812	SEC	0	0	11,025
6 ^{eme} étages	30	-264,28	35,638	SPC	0	1,26	8,1

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) :

Tableau VI.4. Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveau	Section	Ncorr	Mmax	Sollicitation	A's	As	As min
RDC	60	-1635,72	33,184	SEC	0	0	32,4
	30	-57,88	7,09	SEC	0	0	8,1
1er étages	55	-817,81	36,735	SEC	0	0	27,225
2eme étages	50	-1319,85	51,585	SEC	0	0	22,5
3 ^{eme} étages	45	-1048,8	47,101	SEC	0	0	18,225
4eme étages	40	-784,9	47,503	SEC	0	0	14,4
5 ^{eme} étages	35	-525,02	42,812	SEC	0	0	11,025
6 ^{eme} étages	30	-264,28	35,638	SPC	0	1,26	8,1

2. Situation accidentelle :

2.1 Combinaison : G + Q + E

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :Tableau VI. 6. Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveau	Section	Nmax	Mcorr	Sollicitation	A's	As	As min
RDC	60	-1681,05	-79,174	SEC	0	0	32,4
	30	-113,54	-9,226	SEC	0	0	8,1
1er étages	55	-1063,64	-16,041	SEC	0	0	27,225
2eme étages	50	-1299,23	-37,673	SEC	0	0	22,5
3 ^{eme} étages	45	-835,28	-13,703	SEC	0	0	18,225
4eme étages	40	-614,93	-12,302	SEC	0	0	14,4
5 ^{eme} étages	35	-403,83	19,82	SEC	0	0	11,025
6 ^{eme} étages	30	-201,54	17,875	SEC	0	0	8,1

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) :Tableau VI.7. Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveau	Section	Ncorr	Mmax	Sollicitation	A's	As	As min
RDC	60	-1681,05	-79,174	SEC	0	0	32,4
	30	-67,56	-9,372	SEC	0	0	8,1
1er étages	55	-838,37	-85,82	SEC	0	0	27,225
2eme étages	50	-1319,85	51,585	SEC	0	0	22,5
3 ^{eme} étages	45	-607,67	-78,56	SEC	0	0	18,225
4eme étages	40	-166,77	64,96	SPC	0	5,84	14,4
5 ^{eme} étages	35	-250,12	-57,605	SPC	0	4,5	11,025
6 ^{eme} étages	30	-188,4	37,329	SPC	0	3,54	8,1

2.2. Combinaison : 0.8G + E

a. ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$) :Tableau VI. 9. Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$)

Niveau	Section	Nmax	Mcorr	Sollicitation	A's	As	As min
RDC	60	-1527,96	-76,867	SEC	0	0	32,4
	30	-84,85	-8,5	SEC	0	0	8,1
1er étages	55	-1158,64	-42,042	SEC	0	0	27,225
2eme étages	50	-791,61	-29,291	SEC	0	0	22,5
3 ^{eme} étages	45	-585,13	-12,699	SEC	0	0	18,225
4eme étages	40	-429,77	-11,33	SEC	0	0	14,4
5 ^{eme} étages	35	-283,28	-17,231	SEC	0	0	11,025
6 ^{eme} étages	30	-146,45	-12,056	SEC	0	0	8,1

b. ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$) :Tableau VI.10. Ferrailages des poteaux situation durable ($M^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveau	Section	Ncorr	Mmax	Sollicitation	A's	As	As min
RDC	60	-1527,96	-76,867	SEC	0	0	32,4
	30	-56,28	-9,086	SPC	0	0,24	8,1
1er étages	55	-811,89	-81,819	SEC	0	0	27,225
2eme étages	50	-693,24	-81,657	SEC	0	0	22,5
3 ^{eme} étages	45	-497,28	-73,668	SEC	0	0	18,225
4eme étages	40	-301,1	-62,288	SPC	0	1,9	14,4
5 ^{eme} étages	35	-184,09	-55,523	SPC	0	5,68	11,025
6 ^{eme} étages	30	-94,18	-30,219	SPC	0	4,14	8,1

VI.2.3.Choix des armatures :

Le choix final est représenté dans le tableau suivant :

Tableau VI.12.Choix des armatures des poteaux carrés

Niveau	Section	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	60	0	32,4	108	216	12T20	37,7
	30	0,24	8,1	27	54	8T14	12,32
1 ^{er} étages	55	0	27,225	90,75	181,5	8T16+4T20	28,65
2 ^{eme} étages	50	0	22,5	75	150	12T16	24,13
3 ^{eme} étages	45	0	18,225	60,75	121,5	12T14	18,47
4 ^{eme}	40	5,84	14,4	48	96	8T12+4T14	15,21
5 ^{eme} étages	35	5,68	11,025	36,75	73,5	8T14	12,32
6 ^{eme} étages	30	4,14	8,1	27	54	8T14	12,32

Avec :

A_s^{cal} : La section d’armatures calculée pour la section totale du poteau.

A_s^{min} : La section d’armatures minimale pour la section totale du poteau.

A_s^{max} : La section d’armatures maximale pour la section totale du poteau.

VI.2.4.Vérification vis-à-vis de l’état limite de service :

Les contraintes admissible sont données par :

- Béton : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Fissuration peu nuisiblePasde vérification.

- Acier : Fissuration préjudicia ble $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e, 110(\eta.ftj)^{0.5})$

Fissuration très préjudicia ble $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{3} f_e, 110\eta)$

Avec:

$\eta=1,6$: pour les aciers HA.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s=201.63MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

- $(M^{ser}_{cor}; N^{ser}_{max})$:

Tableau VI.13. Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{max}, M^{corr})

Niveau	Section	Nmax	Mcorr	Sollicitation	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
RDC	60	-1302,75	-6,835	SEC	201,63	60	15	4,09	CV
	30	-94,96	-2,192	SPC	201,63	12,5	15	0,83	CV
1 ^{er} étages	55	-1165,76	4,997	SEC	201,63	37,4	15	4,63	CV
2 ^{eme} étages	50	-960,41	37,312	SEC	201,63	22,9	15	6	CV
3 ^{eme} étages	45	-763,35	34,075	SEC	201,63	18,9	15	6,29	CV
4 ^{eme}	40	-571,57	34,381	SPC	201,63	7,82	15	6,95	CV
5 ^{eme} étages	35	-382,79	30,992	SPC	201,63	-7,92	15	7,5	CV
6 ^{eme} étages	30	-193,48	25,852	SPC	201,63	-39,7	15	7,97	CV

- $(M^{ser}_{max}; N^{ser}_{cor})$:

Tableau VI.14. Vérification des contraintes pour les poteaux (M^{max}, N^{corr})

Niveau	Section	Ncorr	Mmax	Sollicitation	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
RDC	60	-1190,77	24,093	SEC	201,63	26,4	15	4,45	CV
	30	-42,21	5,171	SPC	201,63	-7,19	15	1,63	CV
1 ^{er} étages	55	-599,46	26,669	SEC	201,63	11,4	15	3,12	CV
2 ^{eme} étages	50	-960,41	37,312	SEC	201,63	22,9	15	6	CV
3 ^{eme} étages	45	-763,35	34,075	SEC	201,63	18,9	15	6,29	CV
4 ^{eme}	40	-571,57	34,381	SPC	201,63	7,82	15	6,95	CV
5 ^{eme} étages	35	-382,79	30,992	SPC	201,63	-7,92	15	7,5	CV
6 ^{eme} étages	30	-193,48	25,852	SPC	201,63	-39,7	15	7,97	CV

VI.2.5. Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :

VI.2.5.1. 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.

τ̄_u : Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte doit être limitée aux valeurs suivantes :

*** Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1 [3]**

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15f_{c28} / \gamma_b, 4MPa)$ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

*** Selon le RPA99 modifié en 2003: article 7.4.3.2 [1]**

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

$\rho_d = 0,075$si l'élançement $\lambda_g \geq 5$

$\rho_d = 0,040$si l'élançement $\lambda_g < 5$

Avec :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Etage	Section (cm ²)	T _u (KN)	τ _u (MPa)	λ _g	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{CBA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	Vérification
RDC	60	16,74	0,05	3,8	0,04	2,5	1	OK
Coursive	30	-3,13	0,04	7,1	0,075	2,5	1,875	OK
1er étages	55	18,16	0,07	3,9	0,04	2,5	1	OK
2eme étages	50	25,79	0,11	4,3	0,04	2,5	1	OK
3eme étages	45	24,64	0,14	4,7	0,04	2,5	1	OK
4eme étages	40	24,55	0,17	5,3	0,075	2,5	1,875	OK
5eme étages	35	21,86	0,20	6,1	0,075	2,5	1,875	OK

6eme étages	30	18,51	0,23	7,1	0,075	2,5	1,875	OK
-------------	----	-------	------	-----	-------	-----	-------	----

VI.2.5.2. Ferrailage transversal des poteaux :

- Selon le RPA99 modifié en 2003: Article 7.4.2.2 [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d ; 40cm) \\ \varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

Avec:

A_t: Section d'armatures transversales.

b: Largeur de la section droite.

h: Hauteur de la section droite.

S_t: Espacement des armatures transversales.

Ø_t: Diamètre des armatures transversales.

Ø_l: Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon BAEL99 [2] :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

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.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right. \quad \lambda_g : \text{Espacement géométrique.}$$

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

S_t ≤ 10 cm Zone nodale (zone IIb).

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone courante (zone IIb)}.$$

avec :

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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots\dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur de 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 VI.17. Espacements maximales selon RPA99.V.2003

Etage	Section (cm ²)	Choix des armatures	ϕ_l (mm)	$S_{t \text{ max}}$ (cm)		$S_{t \text{ adp}}$ (cm)	
				Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante
RDC	60	12T20	20	10,0	20	10,0	15
coursive	30	8T14	14	10,0	14	10,0	15
1er étages	55	8T16+4T20	20	10,0	20	10,0	15
2eme étages	50	12T16	16	10,0	16	10,0	15
3eme étages	45	12T14	14	10,0	14	10,0	15
4eme étages	40	8T12+4T14	14	10,0	14	10,0	15
5eme étages	35	8T14	14	10,0	14	10,0	15
6eme étages	30	8T14	14	10,0	14	10,0	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau VI.18. Choix des armatures transversales pour les poteaux

Etage	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g	ρ_a	T_u^{max} (KN)	Zone	S_{tmax} (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	60	2,3	3,8	3,75	16,74	N	10	0,26	4T8	2,01
						C	15	0,26	4T8	2,01
	30	2,3	7,5	2,5	3,13	N	10	0,07	4T8	2,01
						C	15	0,07	4T8	2,01
1 ^{er}	55	2,1	3,9	3,75	18,16	N	10	0,31	4T8	2,01
						C	15	0,31	4T8	2,01
2 ^{eme}	50	2,1	4,3	3,75	25,79	N	10	0,48	4T8	2,01
						C	15	0,48	4T8	2,01
3 ^{eme}	45	2,1	4,7	3,75	24,64	N	10	0,51	4T8	2,01
						C	15	0,51	4T8	2,01
4 ^{eme}	40	2,1	5,3	2,5	24,55	N	10	0,38	4T8	2,01
						C	15	0,38	4T8	2,01
5 ^{eme}	35	2,1	6,1	2,5	21,86	N	10	0,39	4T8	2,01
						C	15	0,39	4T8	2,01
6 ^{eme}	30	2,1	7,1	2,5	18,51	N	10	0,39	4T8	2,01
						C	15	0,39	4T8	2,01

VI.2.6 Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est de :

$L_r = 50\phi_l$ en zone IIb, est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.19. La longueur de recouvrement

Les barres	T12	T14	T16	T20
Le choix (mm)	600	700	800	1000

V.2.8. Schéma de ferrailage des poteaux :

<p>0.60 m</p> <p>0.60 m</p> <p>12T20</p> <p>4T8</p>	<p>0.55 m</p> <p>0.55 m</p> <p>8T16</p> <p>4T8</p> <p>2T20</p> <p>2T20</p>
<p>Ferraillage des poteaux (60x60) cm²</p>	<p>Ferraillage des poteaux (55x55) cm²</p>
<p>0.50 m</p> <p>0.50 m</p> <p>12T16</p> <p>4T8</p>	<p>0.45 m</p> <p>0.45 m</p> <p>12T14</p> <p>4T8</p>
<p>Ferraillage des poteaux (50x50) cm²</p>	<p>Ferraillage des poteaux (45x45) cm²</p>

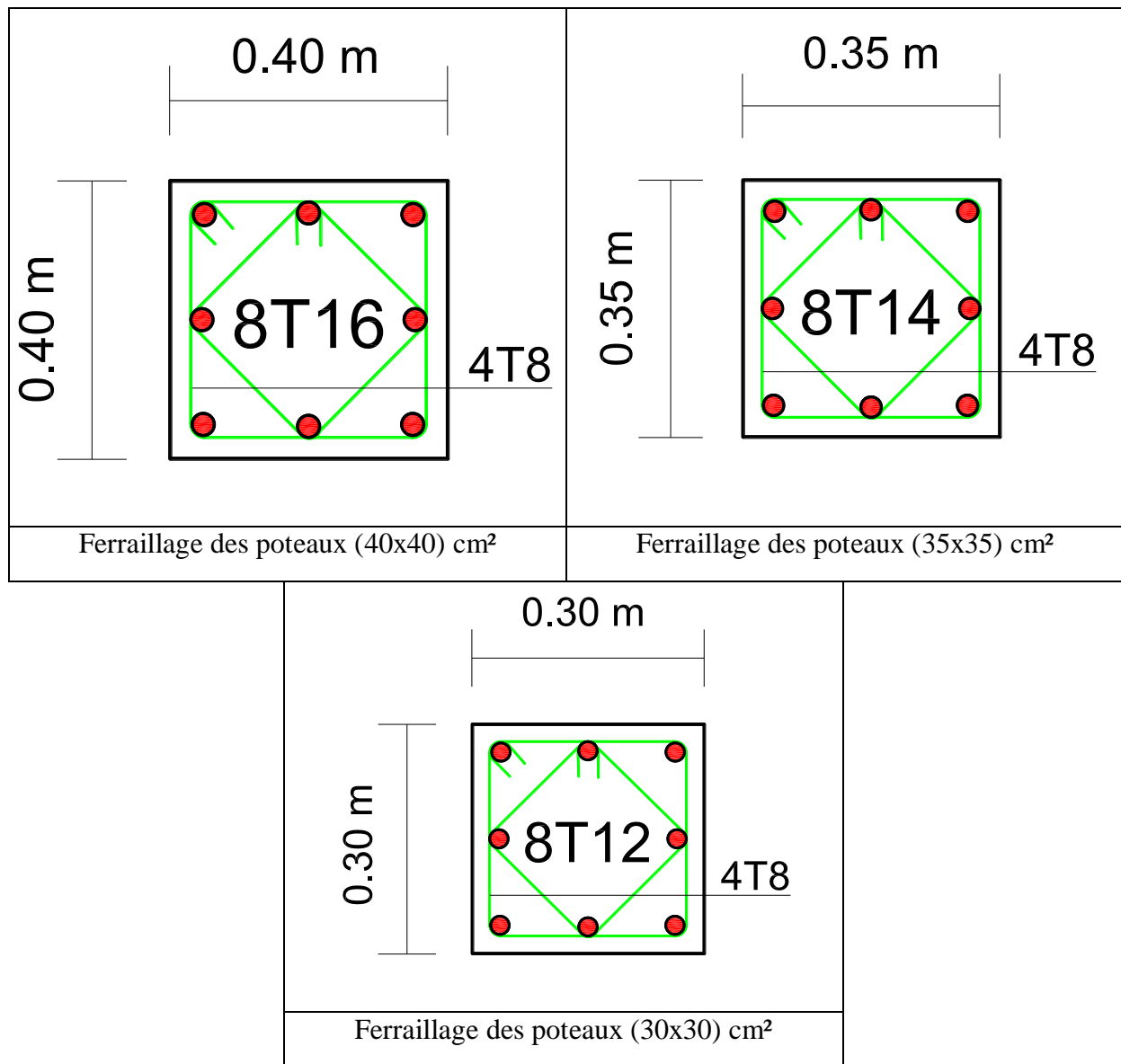


Figure VI.2. Schéma de ferrailage des poteaux

VI.3 Ferrailage des poutres :

VI.3.1 Introduction :

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifié à l'état limite de service (ELS) en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99 V03 et le BAEL 91.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone IIb.

VI.3.2. Les combinaisons de charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ Combinaisons exigées par le " **CBA 93 [3]** "
 - E.L.U: $1.35 G + 1.5 Q$
 - E.L.S: $G + Q$
- ✓ Combinaisons exigées par le " **RPA99 modifié en 2003 [1]** "
 - $G + Q \pm E$

Avec :

G: charge permanente.

Q: charge d'exploitation.

E: charge sismique.

VI.3.3. Recommandations des règlements :

Selon **RPA99 modifié en 2003** article 7.5.2.1 [1]

- ✓ Le pourcentage des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est donnée par:
 - $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 4\%$ au niveau de la zone courante.
 - $0.5\% \leq \frac{A}{B.h} \leq 6\%$ au niveau de la zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (**zone IIb**).
- ✓ Dans les poteaux de rive et d'angle, les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90 %.
- ✓ La quantité d'armatures " A_t ", est donnée par: $A_t = 0.003 S_t.b$

b: longueur de la poutre.

S_t: espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par:

$$S_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{4}; 12\phi \right] \text{ (Zone nodale).}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ (Zone courante).}$$

Les poutres sont ferrillées en flexion simple à l'état limite ultime de résistance (situation durable ou accidentelle). Les efforts normaux seront négligés, ainsi les poutres seront sollicitées uniquement par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Les armatures longitudinales sont déterminées en flexion simple, en tenant compte des deux situations suivantes:

➤ **Situation durable :**

- Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 14,2$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1,15$; FeE 400; $\sigma_s = 348$ MPa.

➤ **Situation accidentelle :**

- Béton: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25$ MPa ; $\sigma_{bc} = 18,48$ MPa.
- Acier: $\gamma_s = 1,00$; FeE 400; $\sigma_s = 400$ MPa.

VI.3.4. 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 non porteuse).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

VI.3.4.1. Sens porteur (poutre porteuse) :

A. Situation durable :

1,35G+1,5Q

Tableau VI.22.Ferraillage des poutres porteuses (situation durable)

Etage	Section	Position	M^{max}	A_s	A_s'	A_{sRPA}^{min} cm ²
	(cm ²)		(KN.m)	(cm ²)	(cm ²)	
RDC	30×50	Travée	46,944	2,95	0	7,5
		Appui	-43,79	2,75	0	7,5
1 ^{er}	30×50	Travée	47,34	2,98	0	7,5
		Appui	-73,309	4,68	0	7,5
2 ^{ème}	30×50	Travée	48,276	3,04	0	7,5
		Appui	-75,433	4,82	0	7,5
3 ^{ème}	30×50	Travée	49,78	3,13	0	7,5
		Appui	-77,57	4,97	0	7,5
4 ^{ème}	30×50	Travée	51,901	3,27	0	7,5
		Appui	-79,72	5,11	0	7,5
5 ^{ème}	30×50	Travée	53,886	3,4	0	7,5
		Appui	-81,882	5,26	0	7,5
6 ^{ème}	30×50	Travée	46,416	2,92	0	7,5
		Appui	-85,065	5,47	0	7,5

B. Situation accidentelle :

G+Q±E

Tableau VI.23. Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section	Position	M^{\max}	A_s	A_s'	A_{sRPA}^{\min} Cm ²
	(cm ²)		(KN.m)	(cm ²)	(cm ²)	
RDC	30×50	Travée	77,517	4,96	0	7,5
		Appui	-82,741	5,31	0	7,5
1 ^{er}	30×50	Travée	101,951	6,63	0	7,5
		Appui	-110,314	7,21	0	7,5
2 ^{ème}	30×50	Travée	106,791	6,97	0	7,5
		Appui	-122,016	8,04	0	7,5
3 ^{ème}	30×50	Travée	99,727	6,48	0	7,5
		Appui	-126,328	8,35	0	7,5
4 ^{ème}	30×50	Travée	85,461	5,5	0	7,5
		Appui	-126,011	8,33	0	7,5
5 ^{ème}	30×50	Travée	67,311	4,28	0	7,5
		Appui	-123,531	8,15	0	7,5
6 ^{ème}	30×50	Travée	60,339	3,82	0	7,5
		Appui	-97,778	6,34	0	7,5

• **VI.3.4.2. Sens non porteur (poutre secondaire) :**

A. Situation durable :

1,35G+1,5Q

Tableau VI.24. Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable)

Etage	Section	Position	M^{\max}	A_s	A_s'	A_{sRPA}^{\min} Cm ²
	(cm ²)		(kN.m)	(cm ²)	(cm ²)	
RDC	30×40	Travée	38,612	3,11	0	6
		Appui	-50,317	4,1	0	6
1 ^{er}	30×40	Travée	38,735	3,12	0	6
		Appui	-69,75	5,8	0	6
2 ^{ème}	30×40	Travée	39,34	3,17	0	6
		Appui	-71,521	5,96	0	6
3 ^{ème}	30×40	Travée	40,154	3,24	0	6
		Appui	-73,299	6,12	0	6

4 ^{ème}	30×40	Travée	43,045	3,48	0	6
		Appui	-75,082	6,28	0	6
5 ^{ème}	30×40	Travée	43,045	3,48	0	6
		Appui	-76,872	6,45	0	6
6 ^{ème}	30×40	Travée	58,681	4,82	0	6
		Appui	-99,566	8,57	0	6

B. Situation accidentelle:

G+Q±E

Tableau VI.25. Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Etage	Section	Position	M ^{max}	A _s	A _s '	A _{sRPA} ^{min}
	(cm ²)		(KN.m)	(cm ²)	(cm ²)	Cm ²
RDC	30×40	Travée	47,791	3,89	0	6
		Appui	-56,529	4,64	0	6
1 ^{ér}	30×40	Travée	63,466	5,24	0	6
		Appui	-81,36	6,86	0	6
2 ^{ème}	30×40	Travée	67,724	5,62	0	6
		Appui	-92,912	7,94	0	6
3 ^{ème}	30×40	Travée	64,073	5,3	0	6
		Appui	-95,677	8,2	0	6
4 ^{ème}	30×40	Travée	55,132	4,52	0	6
		Appui	-92,402	7,89	0	6
5 ^{ème}	30×40	Travée	44,581	3,61	0	6
		Appui	-86,612	7,34	0	6
6 ^{ème}	30×40	Travée	47,101	3,83	0	6
		Appui	-95,954	8,23	0	6

VI.3.5.Choix des armatures :

VI.3.5.1.Sens porteur :

Tableau VI.26 Choix des armatures pour les poutres porteuses

Etage	Section	Position	A _s ^{max}	A _s ^{max}	A _{sRPA} ^{min}	A _s ^{cal}	Choix des armatures	A _s ^{adp}
	(cm ²)		(ZC)(cm ²)	(ZR)(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)
RDC	30×50	Travée	60	90		4,96	5T14	7,7
		Appui			7,5	5,31	5T14	7,7
1 ^{ér}	30×50	Travée	60	90	7,5	6,63	5T14	7,7

		Appui				7,21	5T14	7,7
2 ^{ème}	30×50	Travée	60	0		6,97	5T14	7,7
		Appui			7,5	8,04	6T14	9,24
3 ^{ème}	30×50	Travée	60	90		6,48	5T14	7,7
		Appui			7,5	8,35	6T14	9,24
4 ^{ème}	30×50	Travée	60	90		5,5	5T14	7,7
		Appui			7,5	8,33	6T14	9,24
5 ^{ème}	30×50	Travée	60	90		4,28	5T14	7,7
		Appui			7,5	8,15	6T14	9,24
6 ^{ème}	30×50	Travée	60	90		3,82	5T14	7,7
		Appui			7,5	6,34	5T14	7,7

VI.3.5.2.Sens non porteur :

Tableau VI.27.Choix des armatures pour les poutres non porteuses

Etage	Section (cm ²)	Position	A_s^{max}	A_s^{max}	A_{sRPA}^{min}	A_s^{cal}	Choix des armatures	A_s^{adp}
			(ZC)(cm ²)	(ZR)(cm ²)	(cm ²)	(cm ²)		(cm ²)
RDC	30×40	Travée	48	60		3,89	4T14	6,16
		Appui			6	4,64	4T14	6,16
1 ^{ér}	30×40	Travée	48	60		5,24	4T14	6,16
		Appui			6	6,86	6T14	9,24
2 ^{ème}	30×40	Travée	48	60		5,62	4T14	6,16
		Appui			6	7,94	6T14	9,24
3 ^{ème}	30×40	Travée	48	60		5,3	4T14	6,16
		Appui			6	8,2	6T14	9,24
4 ^{ème}	30×40	Travée	48	60		4,52	4T14	6,16
		Appui			6	7,89	6T14	9,24
5 ^{ème}	30×40	Travée	48	60		3,61	4T14	6,16
		Appui			6	7,34	6T14	9,24
6 ^{ème}	30×40	Travée	48	60		4,82	4T14	6,16
		Appui			6	8,57	6T14	9,24

VI.3.6.Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**VI.3.6.1.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 maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,75\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau VI.28 .Vérification de la contrainte de cisaillement

Etage	Section (cm ²)	T _u ^{max} (kN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérifié
RDC	PP=30×50	65,61	0,49	3,75	CV
	PS=30×40	87,86	0,81	3,75	CV
1^{er}	PP=30×50	84,69	0,63	3,75	CV
	PS=30×40	-87,88	0,81	3,75	CV
2^{ème}	PP=30×50	85,22	0,63	3,75	CV
	PS=30×40	89,04	0,82	3,75	CV
3^{ème}	PP=30×50	85,74	0,64	3,75	CV
	PS=30×40	90,09	0,83	3,75	CV
4^{ème}	PP=30×50	86,24	0,64	3,75	CV
	PS=30×40	91,66	0,85	3,75	CV
5^{ème}	PP=30×50	-88,87	0,66	3,75	CV
	PS=30×40	-93,57	0,87	3,75	CV
6^{ème}	PP=30×50	84,24	0,62	3,75	CV
	PS=30×40	-127,81	1,18	3,75	CV

VI.3.6.2.Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400(f_e=400MPa).

a) Selon le CBA93 article A.5.1.2.2 [3]

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

b) Selon le RPA99 modifié en 2003 article 7.5.2.2 [1]

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,28\text{cm} \Rightarrow \text{On prend : } \phi_t = 8\text{mm}$$

c) Recouvrement des armatures longitudinales Selon le RPA99 modifié en 2003 article 7.5.2.1 [1]

$L_r = 50\phi$ (zone IIb).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a : $\phi = 16\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 800\text{mm}$

$\phi = 14\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 700\text{mm}$

$\phi = 12\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 600\text{mm}$

VI.3.7. Vérification vis-à-vis de L'ELS

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

VI.3.7.1. Sens porteur : (30×45)

a) Combinaison G+Q

Tableau VI.29 Vérification des poutres porteuses

Niveau	Section	Position	M _{ser}	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _s	σ̄ _s (MPa)	Vérification
	(cm ²)		(KN.m)			(Mpa)		
RDC	30×50	Travée	34,47	3,53	15	-107,1	201,63	CV
		Appui	-32,171	3,3		-99,9		CV
1 ^{er}	30×50	Travée	34,757	3,56	15	-108	201,63	CV

		Appui	-53,043	5,44		-164,7		CV
2 ^{ème}	30×50	Travée	35,444	3,63	15	-110,1	201,63	CV
		Appui	-54,582	5,25		-142,6		CV
3 ^{ème}	30×50	Travée	36,547	3,75	15	-113,5	201,63	CV
		Appui	-56,129	5,4		-146,6		CV
4 ^{ème}		Travée	38,103	3,9	15	-118,3	201,63	CV
	30×50	Appui	-57,686	5,5		-150,7		CV
5 ^{ème}	30×50	Travée	39,54	4,05	15	-122,8	201,63	CV
		Appui	-59,252	5,7		-154,8		CV
6 ^{ème}	30×50	Travée	33,941	3,48	15	-105,4	201,63	CV
		Appui	-61,959	6,35		-192,4		CV

VI.3.7.2. Sens non porteur : (30×40)

a) Combinaison G+Q

Tableau VI.30 Vérification des poutres non porteuses

Niveau	Section	Position	M _{ser}	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _s	σ̄ _s (MPa)	Vérifi- cation
	(cm2)		(KN.m)			(Mpa)		
RDC	30×40	Travée	28,028	4,61	15	-138,3	201,63	CV
		Appui	-36,528	6,01		-180,3		CV
1 ^{er}	30×40	Travée	28,118	4,62	15	138,8	201,63	CV
		Appui	-50,698	7,27		-170,5		CV
2 ^{ème}	30×40	Travée	28,557	4,7	15	-140,9	201,63	CV
		Appui	-51,983	7,46		-174,8		CV
3 ^{ème}	30×40	Travée	29,147	4,79	15	-143,9	201,63	CV
		Appui	-53,273	7,64		-179,1		CV
4 ^{ème}	30×40	Travée	30,1	4,95	15	-148,6	201,63	CV
		Appui	-54,568	7,83		-183,5		CV
5 ^{ème}	30×40	Travée	31,239	5,14	15	-154,2	201,63	CV
		Appui	-55,866	8,01		-187,8		CV
6 ^{ème}	30×40	Travée	38,154	6,27	15	-188,3	201,63	CV
		Appui	-59,3	8,51		-199,4		CV

VI.3.6.2. Calcul des armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE400(f_e=400MPa).

d) Selon le CBA93 article A.5.1.2.2 [3]

$$\begin{cases} S_t = \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

e) Selon le RPA99 modifié en 2003 article 7.5.2.2 [1]

$$\begin{cases} A_t = 0,003S_t b \\ S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,28\text{cm} \Rightarrow \text{On prend : } \phi_t = 8\text{mm}$$

f) Recouvrement des armatures longitudinales Selon le RPA99 modifié en 2003 article 7.5.2.1 [1]

$L_r = 50\phi$ (zone IIb).

L_r : Longueur de recouvrement.

On a: $\phi = 16\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 800\text{mm}$

$\phi = 14\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 700\text{mm}$

$\phi = 12\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 600\text{mm}$

VI.3.7. Vérification vis-à-vis de L'ELS :

VI.3.7. Vérification vis-à-vis de L'ELS :

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants:

VI.3.7.1. Sens porteur : (30×45)

a) Combinaison G+Q

Tableau VI.29. Vérification des poutres porteuses

Niveau	Section	Position	M_{ser}	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérifi- cation
	(cm2)		(KN.m)	(Mpa)				
RDC	30×50	Travée	34,47	3,53	15	-107,1	201,63	CV
		Appui	-32,171	3,3		-99,9		CV

1 ^{er}	30×50	Travée	34,757	3,56	15	-108	201,63	CV
		Appui	-53,043	5,44		-164,7		CV
2 ^{ème}	30×50	Travée	35,444	3,63	15	-110,1	201,63	CV
		Appui	-54,582	5,25		-142,6		CV
3 ^{ème}	30×50	Travée	36,547	3,75	15	-113,5	201,63	CV
		Appui	-56,129	5,4		-146,6		CV
4 ^{ème}		Travée	38,103	3,9	15	-118,3	201,63	CV
	30×50	Appui	-57,686	5,5		-150,7		CV
5 ^{ème}	30×50	Travée	39,54	4,05	15	-122,8	201,63	CV
		Appui	-59,252	5,7		-154,8		CV
6 ^{ème}	30×50	Travée	33,941	3,48	15	-105,4	201,63	CV
		Appui	-61,959	6,35		-192,4		CV

VI.3.7.2. Sens non porteur : (30×40)

a) Combinaison G+Q

Tableau VI.30 Vérification des poutres non porteuses

Niveau	Section	Position	M _{ser}	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _s	σ̄ _s (MPa)	Vérifi- cation
	(cm2)		(KN.m)			(Mpa)		
RDC	30×40	Travée	28,028	4,61	15	-138,3	201,63	CV
		Appui	-36,528	6,01		-180,3		CV
1 ^{er}	30×40	Travée	28,118	4,62	15	138,8	201,63	CV
		Appui	-50,698	7,27		-170,5		CV
2 ^{ème}	30×40	Travée	28,557	4,7	15	-140,9	201,63	CV
		Appui	-51,983	7,46		-174,8		CV
3 ^{ème}	30×40	Travée	29,147	4,79	15	-143,9	201,63	CV
		Appui	-53,273	7,64		-179,1		CV
4 ^{ème}	30×40	Travée	30,1	4,95	15	-148,6	201,63	CV
		Appui	-54,568	7,83		-183,5		CV
5 ^{ème}	30×40	Travée	31,239	5,14	15	-154,2	201,63	CV
		Appui	-55,866	8,01		-187,8		CV
6 ^{ème}	30×40	Travée	38,154	6,27	15	-188,3	201,63	CV
		Appui	-59,3	8,51		-199,4		CV

VI.3.7.3. Vérification de la flèche :

On doit vérifier que : $f_{\max} \leq \bar{f}$

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

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

La flèche maximale est donnée par :

$$f_{\max} = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{E_{vj}I_b}$$

Avec :

L : La portée de la poutre.

h: La hauteur de la section de la poutre.

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

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

G : Charge permanente reprise par la poutre.

Q : Charge d'exploitation supportée par la poutre.

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

E_{vj} : Module d'élasticité différé du béton armé (E_{vj}=10721,40MPa).

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

Tel que : Poutre principale : $\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 1\text{cm}$ ($L = 5m \leq 5m$)

Poutre secondaire : $\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 1\text{cm}$ ($L = 5m \leq 5m$)

f_i: La flèche due aux charges instantanées.

f_v: La flèche due aux charges de longues durée.

- **Position de l'axe neutre « y₁ »:**

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I₀ » :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- Calcul des moments d'inerties fictifs :

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

Avec :

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

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

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

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

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

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \quad , \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau VI.31 Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

Sens	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)
Principal	39,54	7,7	26,43	0,006	114,11	3,68	1,47	0,22	275736,89	168033,00	208571,42
secondaire	38,154	6,16	21,14	0,005	172,05	4,60	1,84	0,30	141177,29	65396,03	91089,51

- Calcul des modules de déformation :

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

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

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre principale):

$$f_{il} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 2.13 mm \quad (L = 5.4m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 5.11 mm$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{i1} = 2.98 mm \langle \bar{f} = 10.4 mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse) :

$$f_{i3} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 4.81 mm \quad (L = 5.15 m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v3} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 10.27 mm$$

$$\Delta f_{T3} = f_{v3} - f_{i3} = 5.46 mm \langle \bar{f} = 10.15 mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Tableau VI.32. Vérification de la flèche.

section	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	\bar{f} (mm)	Observation
30x45	5.15	2.13	2.98	10.4	Vérifié
30x40	10.27	4.81	5.46	10.15	Vérifié

V.3.8. Schéma de ferrailage des poutres :

1- Sens porteur :

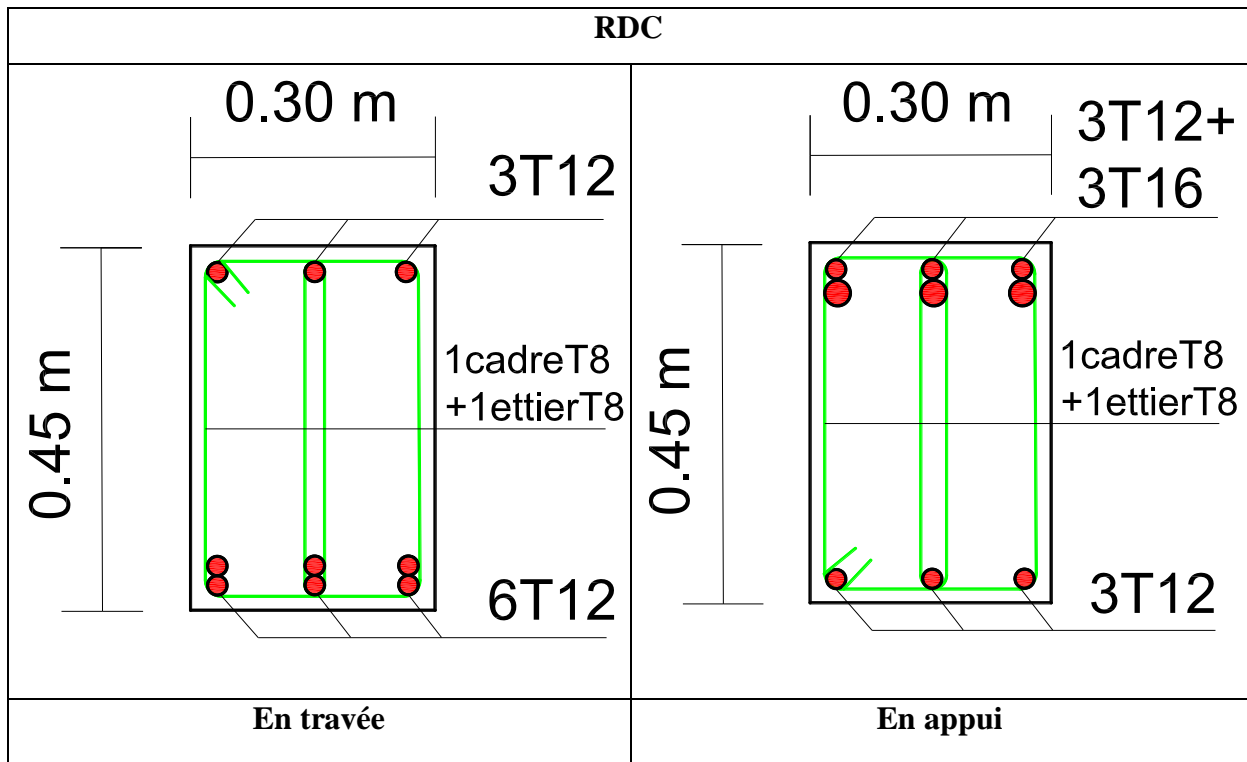


Figure VI.3. Ferrailage des Poutres porteuses

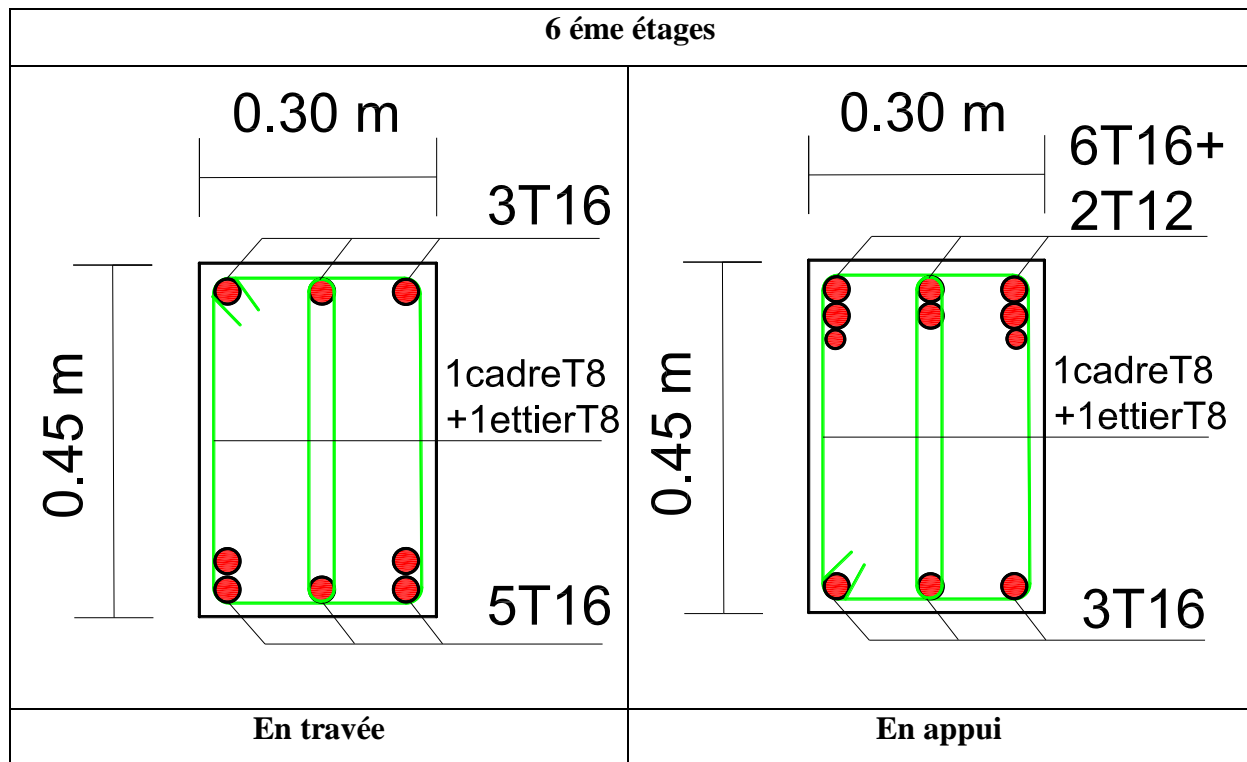


Figure VI.4. Ferrailage des Poutres porteuses

2- Sens non porteur

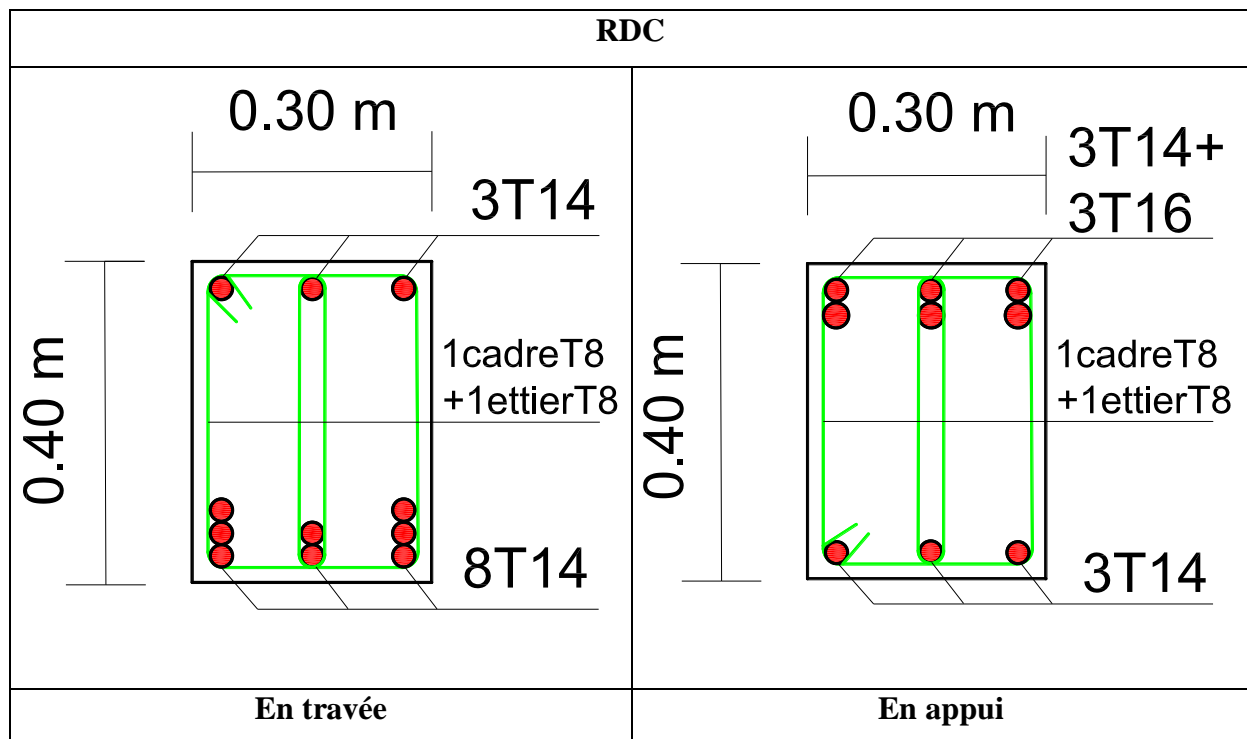


Figure VI.5. Ferrailage des Poutres non porteuses

6^{ème} étages

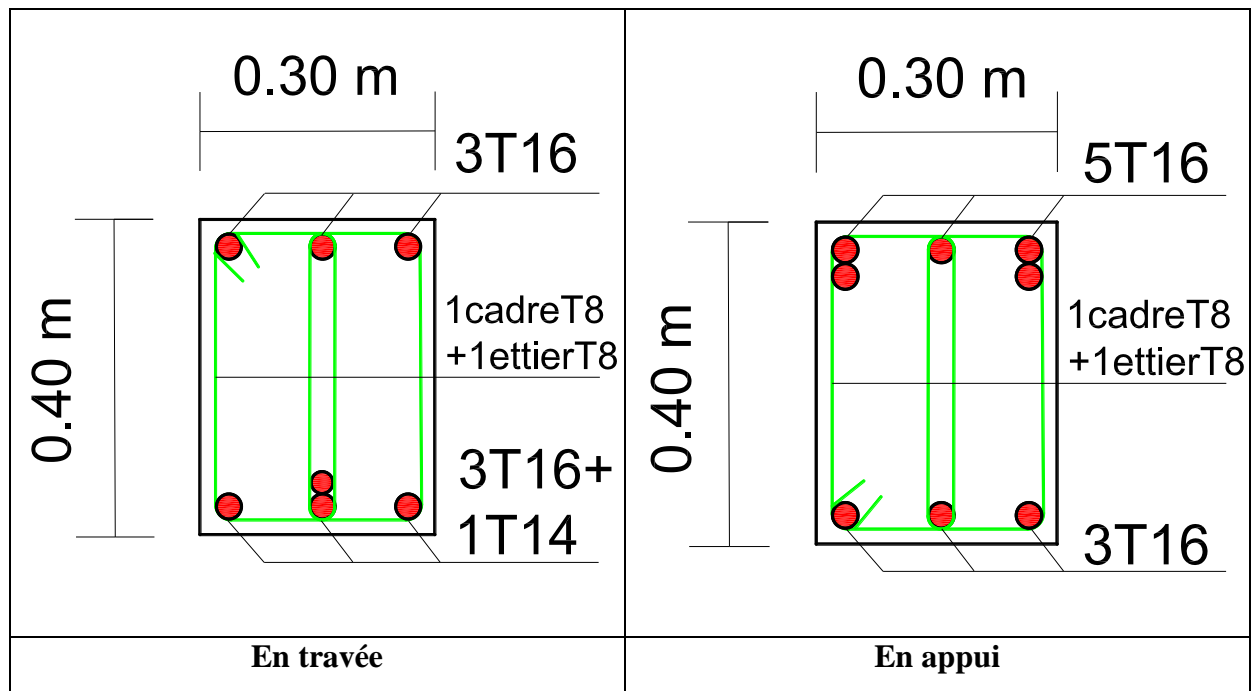


Figure VI.6. Ferrailage des Poutres non porteuses

VI.4. Ferrailage des voiles :

VI.4.1. Introduction :

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement **RPA99 modifié en 2003** [1].

- **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 :

$$St \leq \min (1,5a ; 30\text{cm})$$

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.

VI.4.2. Méthode de ferrailage des voiles :

On calcul les contraintes max et min par la formule de **NAVIER**

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

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 ferrailage en à 3 cas :

1^{ere}cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \geq 0$la section du voile est entièrement comprimé, la zone courant est armées par le minimum exigé par « **RPA99 modifié en 2003[1]** » ($A_{min}=0,2\% a.l$)

2^{eme}cas :

- Si $(\sigma_1; \sigma_2) \leq 0$la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimé) on calcule le volume des contraintes de traction F_t
- La section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{f_e}$

On compare A_v avec la section minimale exigée par « **RPA99 modifié en 2003[1]** » :

- Si $A_v \leq A_{min} = 0,20\% a.L$.on ferraille avec la section minimale.
- Si $A_v > A_{min} = 0,20\% a.L$.on ferraille avec A_v .

La section des armatures horizontales est donnée par le pourcentage minimales est suivant :

$$A_h = 0,15\% .a.100 (1ml)$$

3^{eme}cas :

- Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contrainte pour la zone tendue.

VI.4.2.1. Armature horizontale :

Ces armatures doivent supporter les efforts de traction d'après « **RPA99 modifié en 2003[1] 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 du 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 **RPA99 modifié en 2003 [1]**:



$$\tau_b \leq 0,025f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,15\%a.1m$$

$$\tau_b > 0,025f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,25\%a.1m$$

VI.4.2.2.L'espacement :

D'après le « **RPA99 modifié en 2003 [1]** » $S \leq (1,5a ; 30cm)$

Les longueurs de recouvrement doivent égale à :

- 40ϕ  les barres situées dans la zone ou le renversement des efforts sont possibles.
- 20ϕ  les barres situées dans la zone comprimées sous l'action de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} \times \frac{x}{L}$$

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.

VI.4.2.3. Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaire à la face du voile sont des épingles au nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

VI.4.3.Ferrailage des voiles sous (0,8G ± E) :

VI.4.3.1. Premier type :

a) Forme voile en L :

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec:

A = 0,82m²

V = 2.33m

V' = 1.32 m

I = 1.0365m⁴

N = 2038.39kN

M = 3131.77kN.m

T = 412.88kN

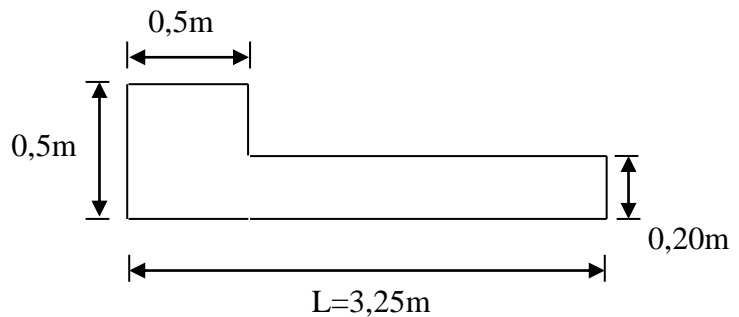


Figure VI.7. Vue en plan du voile plein en L.

▪ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_1 = \left[\frac{2038.39}{0.82} + \frac{3131.77 \times 2.33}{1.0365} \right] \cdot 10^{-3} = 9.53 MPa$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{2038.39}{0.82} - \frac{3131.77 \times 2.33}{1.0365} \right] \cdot 10^{-3} = -4.55 MPa$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent ➡ donc la section est partiellement comprimée.

▪ **Vérification de la contrainte de compression sous : (G+Q± E)**

N = 2607.35 kN

M = 3184.9 kN.m

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{2607.35}{0.83} + \frac{3184.9 \times 2.2}{1.0365} \right] \cdot 10^{-3} = 10.34 MPa$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = \left[\frac{2607.35}{0.83} - \frac{3184.9 \times 2.2}{1.0365} \right] \cdot 10^{-3} = -3.98 MPa$$

$\sigma_1 = 10.34 MPa < \overline{\sigma_b} = 15 MPa$ c v.

$\sigma_2 = -3.98 MPa < \overline{\sigma_b} = 15 MPa$ c v.

▪ **Longueur de la zone tendue**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{4.55}{4.55 + 9.53} \times 3.65$$

$$X = 1.18\text{m}$$

$$Y = L - X = 3,65 - 1,18 = 2.47\text{ m}$$

Avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.

- **Calcul de la contrainte σ_3**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-4.55 \times (1,18 - 0,6)}{1,18} = -2.24\text{MPa}$$

- **Détermination des armatures verticales**

✓ **Tronçon AB**

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{4.55 + 2.24}{2} \right) \cdot 0,6 \times 0,6 \times 10^3 = 1222.9\text{kN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1222.9 \times 10}{400} = 30.57\text{cm}^2$$

✓ **Tronçon BC**

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 2.24 \times (1.18 - 0,6) \times 0,15 \times 10^3 = 97.53\text{kN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{97.53 \times 10}{400} = 2.44\text{cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 30.57 + 2.44$$

$$A_t = 33.01\text{cm}^2$$

- **Calcul de A_{Vj}**

On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 412.88 \times 10}{400} \times \frac{1,18}{3,65} = 5.14\text{cm}^2$$

- **Section total d'armature $A_{Total} = A_t + A_{Vj} = 33.01 + 5.14 = 38.15\text{cm}^2$**

-D'après le « **RPA99 modifié en 2003 [1]** »

$$A_{\text{Total}} = 23.72 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 0,2\% .a.X_{\text{tendu}} = 0,2\% \times 0,15 \times 1,18 \times 10^4 = 4.72 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

▪ **Détermination des armatures horizontales**

➤ **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0.d} = \frac{1,4.V}{a.0,9L} = \frac{1,4 \times 412.88 \times 10}{15 \times 0,9 \times 365} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \text{CV.}$$

▪ **Le pourcentage minimal selon RPA99 modifié en 2003 article 7.7.4.2 [1]**

$$\tau_b = 1,17 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% .a.1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(5T10) = 7.85 \text{ cm}^2 S_h = 20 \text{ cm}$

▪ **L'espacement**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

▪ **Choix d'armature**

◆ **le poteau** $A_p = 12T20 = 37.71 \text{ cm}^2$

◆ **la zone voile** $\begin{cases} A_{v_{\text{poteau}}} = 2 \times 4T12 = 9.05 \text{ cm}^2 (S_v = 10 \text{ cm}) \\ A_{v_{\text{extrimité}}} = 2 \times 4T12 = 9.05 \text{ cm}^2 (S_v = 10 \text{ cm.}) \end{cases}$

◆ **La zone courante** $A_c = 2(10T12) = 22.62 \text{ cm}^2. S_c = 20 \text{ cm}$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% .a(Y - X) = 0,2\% \times 0,15 \times (2.2 - 1.01) \times 10^4 = 4.91 \text{ cm}^2$$

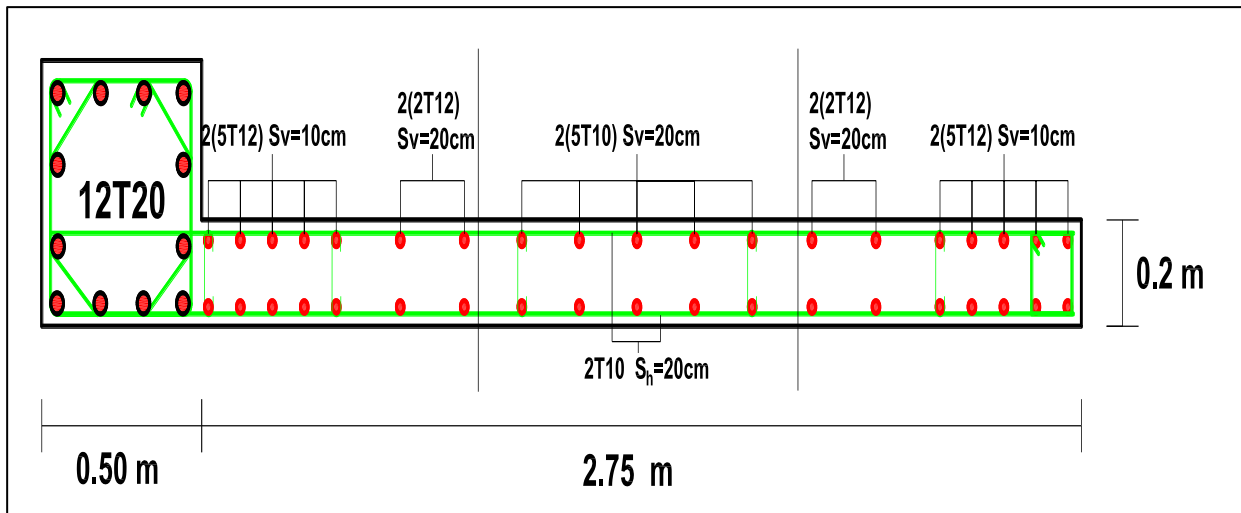


Figure VI.8 Schéma ferrailage de voile en L

VI.4.3.2. Deuxième Type :

Voile pleine en U :

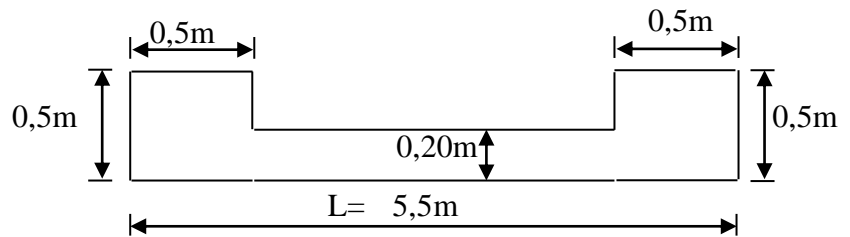


Figure VI.9. Vue en plan du voile plein en U.

$$A = 1.05 \text{ m}^2 \text{étages}$$

$$V = 1.7 \text{ m}$$

$$V' = 1.7 \text{ m}$$

$$I = 1.566 \text{ m}^4$$

$$N = 2176.17 \text{ kN}$$

$$M = 4769.09 \text{ kN.m}$$

$$T = 542.55 \text{ kN}$$

✓ Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \left[\frac{2176.17}{1.05} + \frac{4769.09 \times 1.7}{1.566} \right] \cdot 10^{-3} = 7.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{2176.17}{1.05} - \frac{4769.09 \times 1.7}{1.566} \right] \cdot 10^{-3} = -3.1 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent \longrightarrow Donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)**

$N = 2956\text{kN}$

$M = 4853.12 \text{ kN.m}$

$$\sigma_1 = \left[\frac{2956}{1.05} + \frac{4853.12 \times 1.7}{1.566} \right] \cdot 10^{-3} = 8.08\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{2956}{1.05} - \frac{4853.12 \times 1.7}{1.566} \right] \cdot 10^{-3} = -2.45\text{MPa}$$

$\sigma_1 = 8.08\text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV.}$

$\sigma_2 = -2.45\text{MPa} < \overline{\sigma_b} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots\text{CV}$

✓ **Longueur de la zone tendue**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{3.1}{3.1 + 7.25} \times 3.4 = 1.02\text{m}$$

$Y = L - X = 3.4 - 1.02 = 2.38\text{m}$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.

✓ **Calcul de la contrainte σ_3**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-3.1 \times (1.02 - 0,6)}{1.02} = -1.28\text{MPa}$$

✓ **Détermination des armatures verticales**

▪ **Tronçon AB**

La force de traction résultante.

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{3.1 + 1.28}{2} \right) \cdot 0,6 \times 0,6 \times 10^3 = 788.76\text{kN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{788.76 \times 10}{400} = 19.72\text{cm}^2$$

▪ **Tronçon BC**

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 1.28 \times (1.02 - 0,6) \times 0,15 \times 10^3 = 40.19\text{kN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{40.19 \times 10}{400} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 19.72 + 1$$

$$A_t = 20.72 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de A_{vj}**

On a :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \times \frac{1,4.V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 542.55 \times 10}{400} \times \frac{1.02}{3.4} = 6.26 \text{ cm}^2$$

▪ **Section total d'armature**

$$A_{Total} = A_t + A_{vj} = 20.72 + 6.26 = 26.99 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA 2003**

$$A_{Total} = 26.99 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% . a . X_{tendu} = 0,2\% . 0,15 \times 1.02 \times 10^4 = 4.08 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination des armatures horizontales :**

▪ **La contrainte de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 . d} = \frac{1,4.V}{a . 0,9L} = \frac{1,4 \times 542.55 \times 10}{15 \times 0,9 \times 340} = 1.65 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

▪ **Le pourcentage minimal selon RPA99 modifié en 2003 [1]**

$$\tau_b = 1.65 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \quad A_h \geq 0,25\% . a . 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(4T10) = 6,25 \text{ cm}^2 \quad S_h = 25 \text{ cm}$

▪ **L'espacement**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

➤ **Armatures courantes**

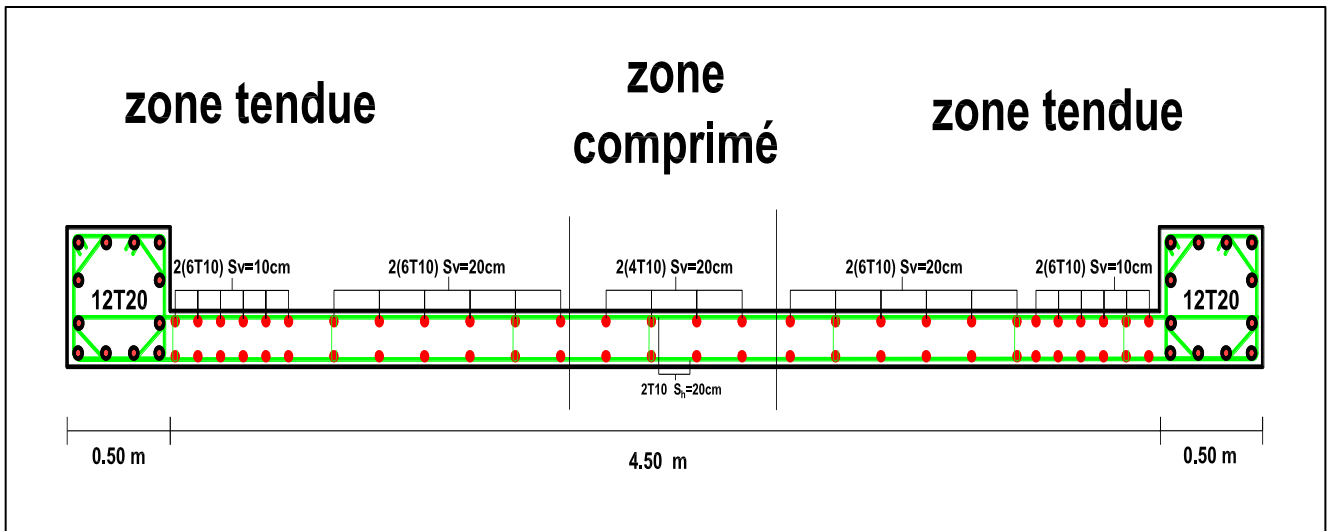
$$A_c \geq 0,2\% . a(Y - X) = 0,2\% \times 0,15 \times (2.38 - 1.02) \times 10^4 = 4.08 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix d'armature**

◆ **Les poteaux :** $A_p = 12T20 = 37.71 \text{ cm}^2$

◆ **La zone poteau voile :** $2(6T10 + 6T10) = 18.84 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$ et $S_v = 20 \text{ cm}$

◆ **La zone courante :** $2(4T10) = 6.29 \text{ cm}^2$; $S_c = 20 \text{ cm}$



N.B : Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontal.

Figure VI.10 Schéma de ferraillage du voile en forme U.

VI.4.3.2 troisième Type :

Voile pleine simple :

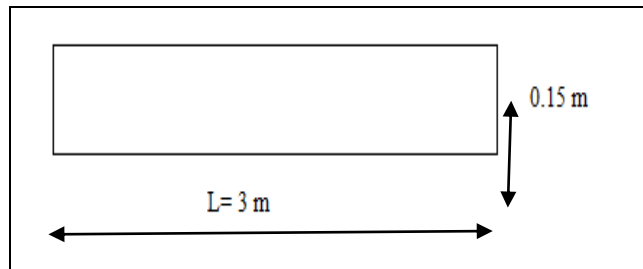


Figure VI.11. Vue en plan du voile plein simpl

$$A = 0.45 \text{ m}^2$$

$$V = 1.5 \text{ m}$$

$$V' = 1.5 \text{ m}$$

$$I = 0.3375 \text{ m}^4$$

$$N = 978.89 \text{ kN}$$

$$M = 1126.52 \text{ kN.m}$$

$$T = 267.38 \text{ kN}$$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_1 = \left[\frac{978.89}{0.45} + \frac{1126.52 \times 1.5}{0.3375} \right] \cdot 10^{-3} = 7.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{978.89}{0.45} - \frac{1126.52 \times 1.5}{0.3375} \right] \cdot 10^{-3} = -2.83 \text{ MPa}$$

σ_1 et σ_2 sont de signe différent \longrightarrow Donc la section est partiellement comprimée.

✓ **Vérification de la contrainte de compression sous (G+Q ± E)**

$N = 1261.01 \text{ kN}$

$M = 1138.45 \text{ kN.m}$

$$\sigma_1 = \left[\frac{1261.01}{0.45} + \frac{1138.45 \times 1.5}{0.3375} \right] \cdot 10^{-3} = 7.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1261.01}{0.45} - \frac{1138.45 \times 1.5}{0.3375} \right] \cdot 10^{-3} = -2.25 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 = 7.86 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

$\sigma_2 = -2.25 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

✓ **Longueur de la zone tendue :**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{2.83}{2.83 + 7.18} \times 3 = 0.85 \text{ m}$$

$Y = L - X = 3 - 0.85 = 2.15 \text{ m}$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.

✓ **Calcul de la contrainte σ_3**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-2.83 \times (0.85 - 0.15)}{0.85} = -2.83 \text{ MPa}$$

✓ **Détermination des armatures verticales**

▪ **Tronçon AB**

La force de traction résultante.

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{2.83 + 2.33}{2} \right) \cdot 0.15 \times 0.15 \times 10^3 = 58.07 \text{ kN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{58.07 \times 10}{400} = 1.45 \text{ cm}^2$$

▪ **Tronçon BC**

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 2.33 \times (0.85 - 0.15) \times 0.15 \times 10^3 = 122.07 \text{ kN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{122.07 \times 10}{400} = 3.05 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{v1} + A_{v2} = 1.45 + 3.05$$

$$A_t = 4.5 \text{ cm}^2$$

▪ Calcul de A_{vj}

On a :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{V}}{fe} = 1.1 \times \frac{1.4.V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 267.38 \times 10}{400} \times \frac{0.85}{3} = 2.91 \text{ cm}^2$$

▪ Section total d'armature

$$A_{Total} = A_t + A_{vj} = 4.5 + 2.91 = 7.41 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA 2003

$$A_{Total} = 7.41 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.2\% . a . X_{tendu} = 0.2\% . 0.15 \times 0.85 \times 10^4 = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ Détermination des armatures horizontales

▪ La contrainte de cisaillement

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 . d} = \frac{1.4.V}{a . 0.9L} = \frac{1.4 \times 267.38 \times 10}{15 \times 0.9 \times 300} = 0.92 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

▪ Le pourcentage minimal selon RPA99 modifié en 2003 [1]

$$\tau_b = 0.92 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \quad A_h \geq 0.25\% . a . 1m = 0.25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(4T10) = 6.25 \text{ cm}^2$ $S_h = 25 \text{ cm}$

▪ L'espacement

$$S_v \leq \min(1.5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

➤ Armatures courantes

$$A_c \geq 0.2\% a(Y - X) = 0.2\% \times 0.15 \times (2.38 - 1.02) \times 10^4 = 4.08 \text{ cm}^2$$

▪ Choix d'armature

◆ Les poteaux : $A_p = 12T20 = 37.71 \text{ cm}^2$

◆ La zone poteau voile : $2(6T10 + 6T10) = 18.84 \text{ cm}^2$; $S_v = 10 \text{ cm}$ et $S_v = 20 \text{ cm}$

◆ La zone courante : $2(4T10) = 6.29 \text{ cm}^2$; $S_c = 20 \text{ cm}$

N.B : Pour tous les voiles, on prend la même section d'armature horizontale.

Figure VI.10 Schéma de ferrailage du voile simple.

Le ferrailage des différents types de voile est donné dans les tableaux suivants :

VI.4.4. Caractéristiques et ferrailage des voiles :

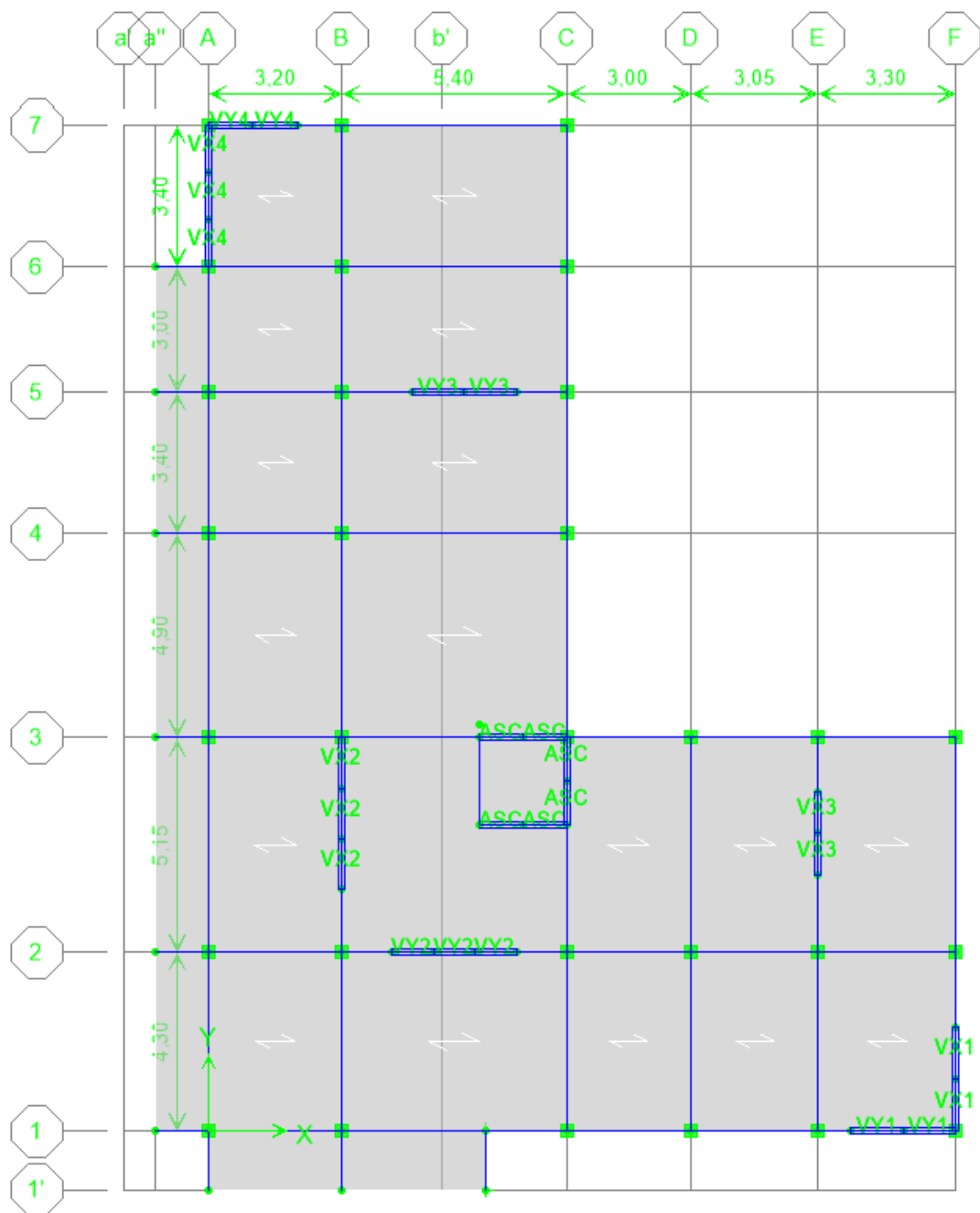


Figure VI.12 plan de position des voiles.

➤ **Caractéristiques et efforts :**

a) **Sens longitudinal (x-x) :**

Tableau VI.33.Caractéristique des voiles du sens x-x (RDC)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(kN.m)	N(kN)	T(kN)	Obs
Vx1	2.5	0.38	0.1953	1.25	1.25	750.74	979.64	233.64	SPC
Vx3	2	0.3	0.1	1	1	390.60	611.28	104.47	SPC

b) **Sens transversal : (y-y)**

Tableau VI.34.Caractéristique des voiles du sens y-y (RDC)

voile	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(kN.m)	N(kN)	T(kN)	Obs
Vy1	2.5	0.65	0.345	1.65	0.85	1421.8	1545.46	299.41	SPC
Vy3	2,5	0,38	0,1953	1,25	1,25	750,74	979,64	233,64	SPC
Vy4	2,13	0,32	0,1208	1,07	1,07	480,149	869,47	214,39	SPC

➤ **Ferraillages des voiles :**

a) **Sens longitudinal (x-x) :**

Tableau VI.35.Les contraintes (RDC)

voile	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (KN)	F ₂ (KN)	AV ₁	AV ₂	AV _J
Vx1	7,38	-2,23	-1,65	0,58	1,92	43,62	53,15	1,09	1,33	2,08
Vx3	5,94	-1,87	-1,28	0,48	1,52	35,45	31,58	0,89	0,79	0,96

Tableau VI.36.Choix d'armature des voiles du sens x-x(RDC)

choix d'armature						
voile	A _{tot} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _c (cm ²)	Zone voile		Zone courante
				Extrémité A	Extrémité B	
Vx1	4.5	2.32	4.02	2(3T12)	2(3T12)	2(9T12)
Vx3	2.63	1.91	3.13	2(3T12)	2(3T12)	2(7T12)

b) Sens transversal : (y-y)

Tableau VI.37.Les contraintes (RDC)

voile	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (kN)	F ₂ (kN)	AV ₁	AV ₂	AV _J
Vy1	9,18	-4,42	-1,16	0,81	1,69	1004,51	18,50	25,11	0,46	3,75
Vy3	7,38	-2,23	-1,65	0,58	1,92	43,62	53,15	1,09	1,33	2,08
Vy4	6,97	-1,54	-0,94	0,38	1,75	27,82	16,48	0,70	0,41	1,49

Tableau VI.38.Choix d'armature des voiles du sens y-y (RDC)

					choix d'armature		
voile	A _{tot} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _c (cm ²)	Zone poteaux	Zone voile		Zone courante
					Extrémité A	Extrémité B	
Vy1	29.32	3.25	2.62	12T20	2(3T12)	2(3T12)	2(6T12)
Vy3	4.5	2.32	4.02	/	2(3T12)	2(3T12)	2(9T12)
Vy4	2.6	1.54	4.08	/	2(3T12)	2(3T12)	2(8T12)

VI.4.5. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{MPa}$$

b₀ : Épaisseur du voile.

d : hauteur utile d=0,9.h.

h : hauteur totale (largeur) de la section brute .

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Sens X-X :

Tableau VI.39.Vérification de l'effort tranchant des voiles

Voile	T (kN)	τ_b (MPa)	condition
Vx1	233.64	0.97	Vérifié
Vx3	104.47	0.54	Vérifié

Sens Y-Y :

Tableau VI.40. Vérification de l'effort tranchant des voiles

Voile	T (kN)	τ_b (MPa)	condition
Vy1	299.410	1.24	Vérifié
Vy3	233.64	0.97	Vérifié
Vy4	214.39	1.04	Vérifié

VI.5. Caractéristiques et ferrailage de l'ascenseur:

VI.5.1. Caractéristiques et efforts :

Tableau VI.41. Caractéristique de l'ascenseur

ASC	L(m)	A(m ²)	I(m ⁴)	V(m)	V'(m)	M(kN.m)	N(kN)	T(kN)
	5.9	0.6	0.673	1,05	1,05	2476	2116,63	336.19

VI.5.2. Ferrailage :

Tableau VI.42. Les contraintes de l'ascenseur

voile	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)	σ_3 (MPa)	X (m)	Y (m)	F ₁ (kN)	F ₂ (kN)	AV ₁	AV ₂	AV _J
ASC	7,39	-0,34	-0,14	0,26	5,64	5,33	1,10	0,13	0,03	0,56

Tableau VI.43. Choix d'armature de l'ascenseur

voile	A _{tot} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _c (cm ²)	Zone poteaux	armatures
ASC	0.72	1.02	16.16	12T20	2(35T10)

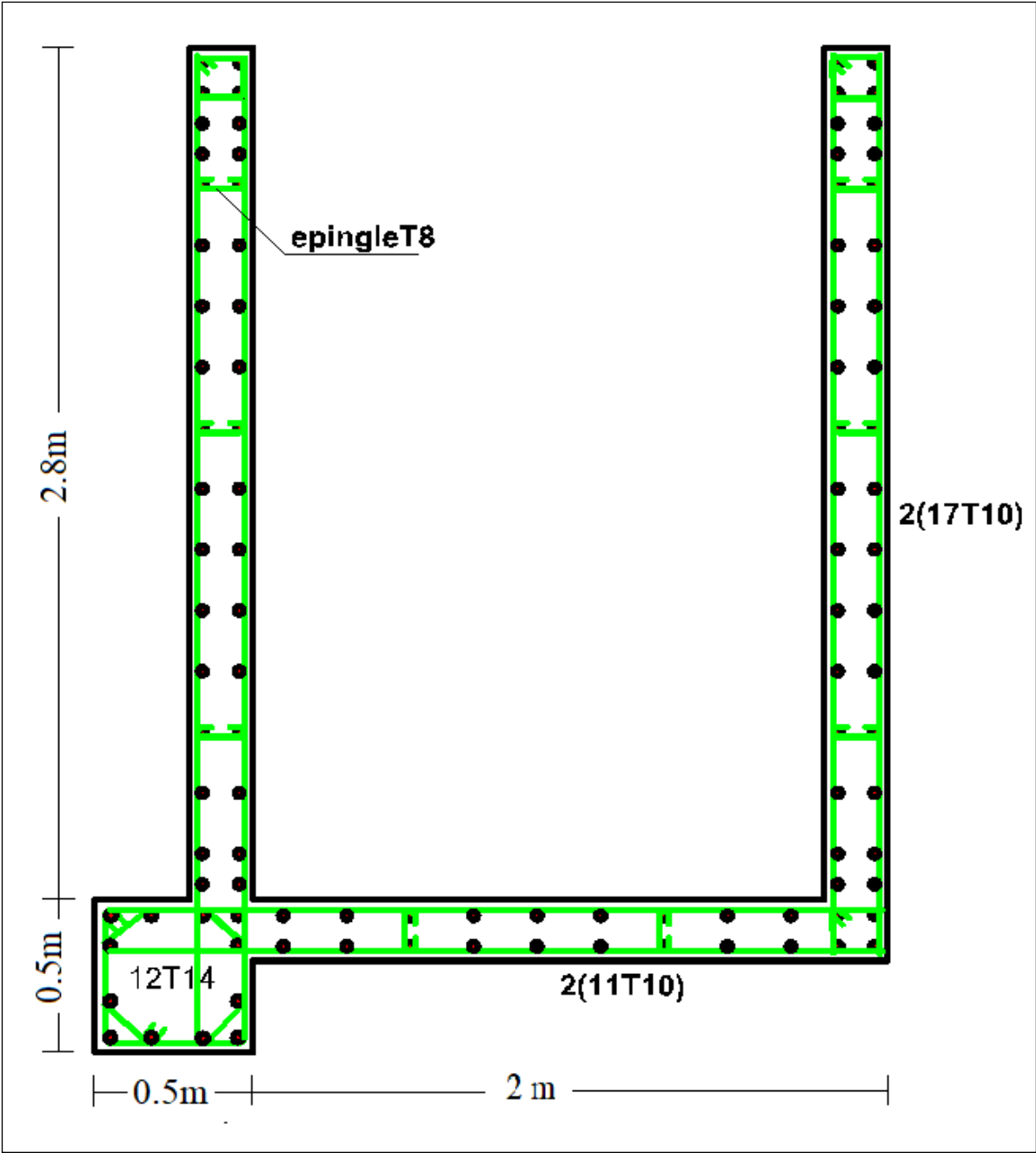


Figure VI.13. Ferrailage de l'ascenseur

VII. Etude des fondations

VII. Etude des fondations

VII.1. Introduction :

Toutes structures réalisées devront satisfaire des conditions, parmi lesquelles on citera la plus importante : la condition de stabilité et la condition d'équilibre pour résister aux différentes actions (la charge permanente, la charge d'exploitation, la poussée du sol et la force du vent).

On divise la structure en deux parties :

- La partie supérieure (la superstructure) : c'est la partie étudiée dans les chapitres précédents.
- La partie inférieure (l'infrastructure) ou les fondations : elle est concernée par notre étude dans ce chapitre.

VII.2. choix du type de fondation :

- Type d'ouvrage construire.
- La nature et le poids de la superstructure.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2$ bars.

VII.1.3. types de fondations :

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a) Fondations superficielles :

- Semelles isolées.- Semelles sur puits.
- Semelles filantes.
- Semelles générales.

b) Fondations profondes :

- Semelles sur pieux.

VII.3. Ferrailage de longrine :

D'après **RPA99 /modifié 2003** [1], les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarités par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer aux déplacements relatifs de ses points d'appui dans le plan horizontal.

a) Dimensionnement

Pour les sites de catégories S_2 , S_3 on doit disposer des longrines de (25×30) cm².

On prend (30×30) cm²

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20kN$$

Avec :

N : La valeur maximale des charges verticales.

α : Coefficient de la zone sismique et de la catégorie du site (Pour une zone IIb et sites de catégories $S_3 \alpha=10$)... « **RPA99 modifié en 2003 [1]** »

$$N = 1789.28kN$$

$$F = \frac{1789.28}{10} = 178.9 \geq 20kN \dots\dots\dots CV$$

b) Calcul de ferrailage

La section d'armatures est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{F}{A_s} \Rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{178.9}{348} = 5.14cm^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 30^2 \cdot \frac{2.1}{400} = 4.725 cm^2$$

• Condition exigée par **RPA99 modifié en 2003 [1]** :

$$A_{min} = 0.6\% \cdot b \cdot h = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4cm^2$$

On prend : **A_s = 6T12 = 6.79 cm²**

c) Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la relation suivante :

On doit vérifier la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right\} \dots\dots\dots \eta = 1.6$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 266.67MPa, \max(200MPa; 201.63MPa) \}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201.63MPa$$

$$F = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{1302.8}{10} = 130.28 kN$$

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s} = \frac{130.28}{201.63} = 6.46cm^2$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont convenables.

d) Armatures transversales

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par « **RPA99 modifié en 2003 [1]** » par :

$$S_t = \min(20cm; 15\phi_t)$$

On prend : $\phi = 8mm$
 $\phi_t = 12mm$

$$S_t \leq \min(20; 15 \times 1.2)cm = 18cm \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

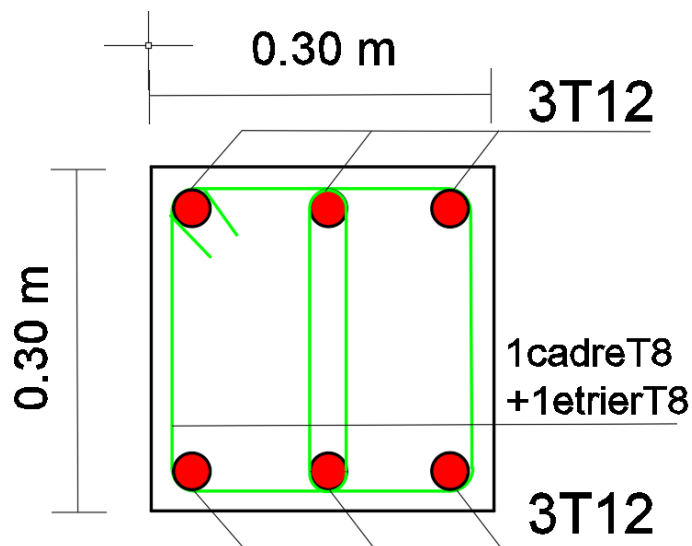


Figure VII.1. Ferrailage de longrine.

VII.4. Etude préliminaire du choix de type de semelle :

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.5 bars (cas d'absence des essais **RPA Article 3.3.3 [1]**).

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

Outres ces combinaisons le « **CBA 93 (Article B 9.2) [3]** » préconise cette combinaison : **1.35G+1.5Q_B**

VII.4.1. Semelle isolée :

On adoptera une semelle homothétique, c'est-à-dire le rapport entre les dimensions des poteaux (a et b) égal le rapport des semelles isolées (A et B):

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$$

Pour les poteaux carrés : a = b donc A = B \Rightarrow S = A²

Avec :

S : surface de la semelle.

On détermine la longueur et la largeur de la semelle à partir de la condition de résistance :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{A^2} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

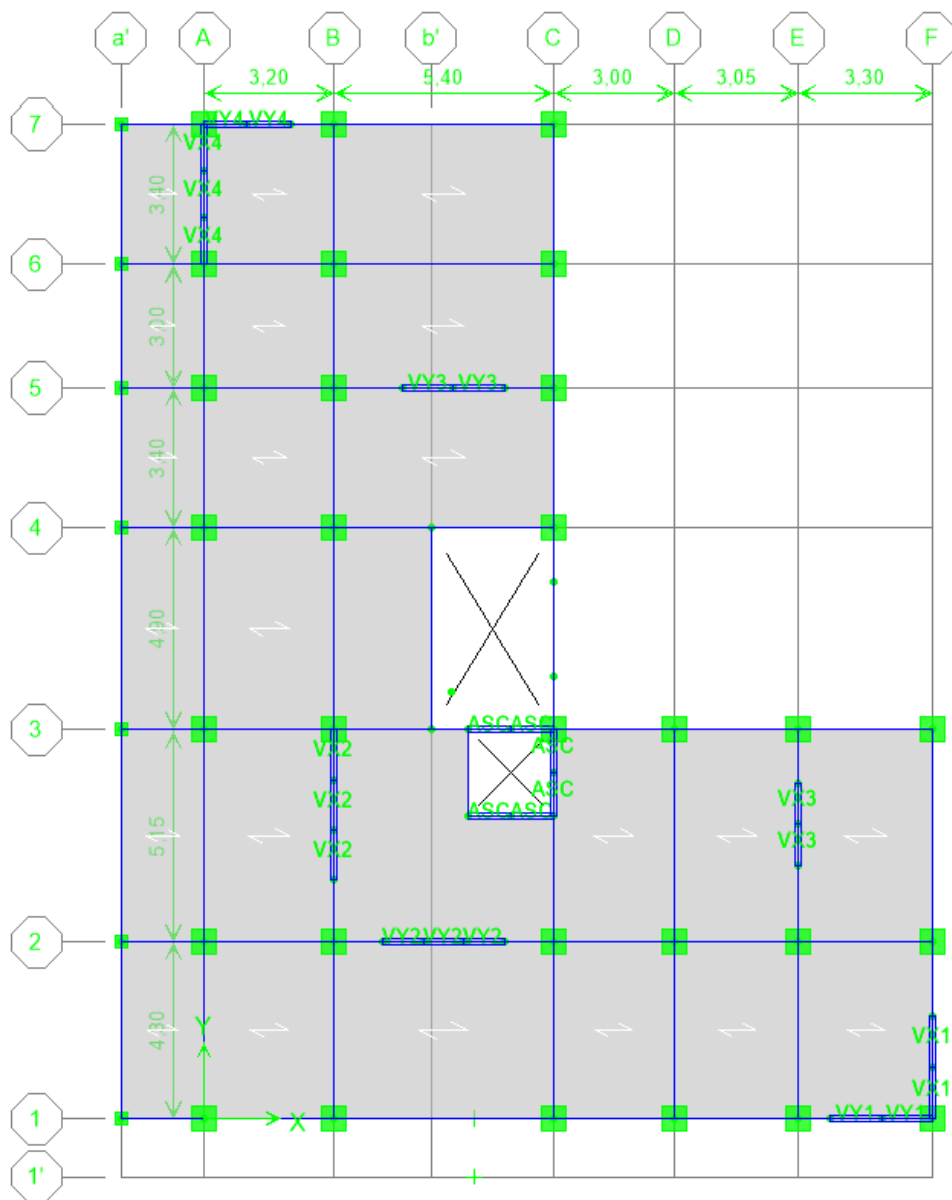


Figure.VII.2. Représente les semelles considérer et voile périphérique.

Tableau VII.1. Effort normal appliqué sur les fondations.

<i>Point</i>	<i>N (kN)</i>	<i>A (cm²)</i>	<i>Achoisie (cm²)</i>	<i>Point</i>	<i>N (kN)</i>	<i>A (cm²)</i>	<i>A choisie (cm²)</i>
C 1	985,5	2,22	2,3	C 19	1178,26	2,43	2,5
C 2	1215,34	2,47	2,5	C 20	1174,44	2,42	2,5
C 3	988,01	2,22	2,3	C 21	1005,62	2,24	2,25
C 4	656,13	1,81	1,9	C 22	897,5	2,12	2,15
C 5	482,02	1,55	1,6	C 23	809,41	2,01	2,05

C 6	349,5	1,32	1,35	C 24	574,68	1,70	1,75
C 7	1262,84	2,51	2,6	C 25	519,68	1,61	1,65
C 8	816,94	2,02	2,05	C 26	865,02	2,08	2,1
C 9	754,63	1,94	2	C 27	754,49	1,94	2
C 10	967,19	2,20	2,25	C 28	417,83	1,45	1,5
C 11	780,9	1,98	2	C 29	417,32	1,44	1,5
C 12	503,07	1,59	1,6	C 30	549,92	1,66	1,7
C 13	1302,75	2,55	2,6	C 33	39,15	0,44	1
C 14	724,21	1,90	2	C 34	62,68	0,56	1
C 15	725,96	1,91	2	C 35	60,18	0,55	1
C 16	723,91	1,90	2	C 36	81	0,64	1
C 17	579,3	1,70	1,75	C 37	94,96	0,69	1
C 18	504,81	1,59	1,6	C 38	48,35	0,49	1
				C 39	92,43	0,68	1

Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier que :

$$1.5 \times B \leq L_{\min}$$

Tel que : L_{\min} (valeur entre axe minimum entre deux poteaux)

$$L_{\min} = 2,00\text{m et } B = 2.6 \text{ m}$$

Alors :

$$1,5 \times 2.6 = 3.9\text{m} > L_{\min} = 2,00\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

Conclusion :

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VII.4.2.Semelles filantes :

On doit d'abord déterminer la largeur de la semelle.

La surface totale des semelles est donné par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$ Tel que :

N : effort normal provenant de l'axe ou la file considéré ($N_{\text{poteaux}} + N_{\text{voiles}}$).

S : section de la semelle ($S = B.L$).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la file considérée.

$$\text{Donc : } B \geq \frac{N}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VII.2. Sections des semelles filantes.

<i>Sens</i>	<i>Axe</i>	<i>N (kN)</i>	<i>L (m)</i>	<i>B (m)</i>	<i>B choisie (m)</i>
X-X	A'	478,75	24,55	0,10	1
	A	6307,2	24,55	1,28	1,3
	B	6527,21	24,55	1,33	1,4
	C	5991,96	24,55	1,22	1,3
	D	2347,22	9,85	1,19	1,2
	E	2574,01	9,85	1,31	1,4
	F	1382,43	9,85	0,70	1
Y-Y	1	4806,84	20,35	1,18	1,2
	2	6137,89	20,35	1,51	1,6
	3	5341,12	20,35	1,31	1,4
	4	3439,31	11	1,56	1,4
	5	2979,39	11	1,35	1,4
	6	2201,86	11	1,00	1
	7	1356,7	11	0,62	1

Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :

Il faut vérifier la relation suivante :

$$2.5 \times B \leq L_{\min}$$

Avec :

L_{min} : représente la longueur minimale entre axe de deux poteaux.

- Sens X-X : (**L_{min}** = 2 m)
 $2,5 \times B = 2,5 \times 1,4 = 3,5 \text{ m} > L_{\min} = 2,00 \text{ m} \dots\dots\dots$ Condition non vérifiée.
- Sens Y-Y : (**L_{min}** = 3,00 m)
 $2,5 \times B = 2,5 \times 1,6 = 4 \text{ m} > L_{\min} = 3,00 \text{ m} \dots\dots\dots$ Condition non vérifiée.

Conclusion :

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc qu'il y'a un chevauchement des semelles. La conception de semelles filantes ne devient plus possible, le choix de la conception radier s'impose.

VII.4.3.Radier général :

VII.4.3.1.Introduction :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposent sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol. Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol (présence d'eau dans le sol).
- charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames). On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

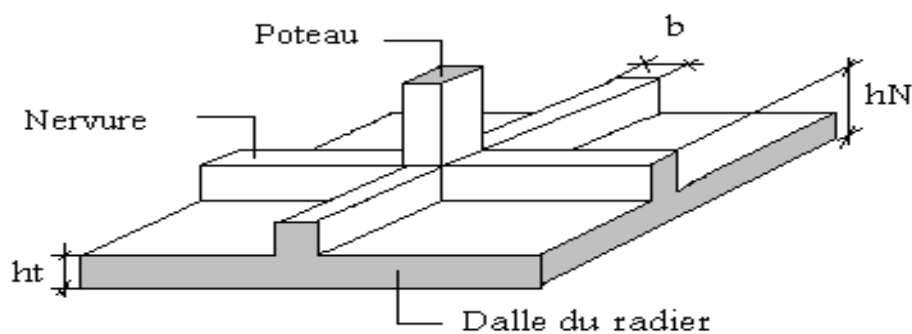


Figure VII.3.Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

Situation durable et transitoire :

- E L U: $1,35G + 1,5Q$
- E L S : $G+Q$

Situation accidentelle

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

VII.4.3.2. surface nécessaire:

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 28664,81 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \end{cases}$$

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = 143,32 \text{ m}^2 < S_b = 362,14 \text{ m}^2$$

S_b : La surface du bâtiment

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment $362,14 \text{ m}^2$ donc on opte pour un débord 0,5m de chaque coté.

La surface totale du radier est **407.04 m²**

VII.4.3.3. Pré dimensionnement de radier :

1- Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

a. Condition forfaitaire :

$$h \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

Avec :

L_{\max} = La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\max} = 5,40 \text{ m} \Rightarrow h \geq 27 \text{ cm}$$

Alors

On prend : $h=30 \text{ cm}$ pour l'épaisseur de la dalle

2- Nervure :

1. Largeur de la nervure

a) Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{540}{10} = 54 \text{ cm}$$

Donc

$b = 60 \text{ cm}$ dans les deux sens (x-x et y-y)

2. La hauteur de nervure

b) Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

On a $L_{\max} = 5.40$ m

$$\Rightarrow 36\text{cm} < h_{n1} < 54\text{cm} \quad \text{On prend } h_{n1} = 50 \text{ cm}$$

c) Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{b * K}}$$

Avec :

Le: longueur élastique (m).

K : coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm^3 (cas d'un sol moyen).

- $K=0,5[\text{kg/cm}^3]$ pour un très mauvais sol.
- $K=4 [\text{kg/cm}^3]$ pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[\text{kg/cm}^3]$ pour un très bon sol.

E : module d'élasticité du béton : $E = 3.216 * 10^4 \text{ MPa}$

b : largeur de radier par bande d'un mètre ($b=1\text{m}$).

I: Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : 5.40 m

$$\text{donc } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 80.5\text{cm}$$

On prend : $h_{N2}=85$ cm

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max(h_{N1}; h_{N2}) = \text{Max}(0,50 ; 0,85) \text{ m}.$$

On prend : $h=0,85$ m.

Conclusion :

$$h_n = 85 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm dans le sens x-x}$$

$$b = 60 \text{ cm dans le sens y-y}$$

Résumé :

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 30$ cm

Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 85\text{cm} \\ b = 60\text{cm sens } (x-x) \text{ et } b = 60\text{cm sens } (y-y) \end{cases}$

VII.4.3.4. Les vérifications nécessaires :

a- Vérification au poinçonnement :

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier), sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

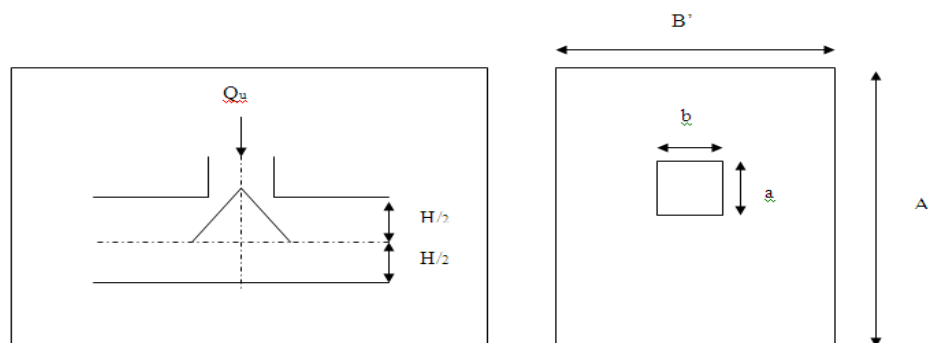


Figure VII.4.Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

On doit vérifier la condition suivante « RPA99 modifié en 2003 [1] ».

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité (N_u=1789.28kN)

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a,b : Dimensions du poteau du Sous-sol (60x60)cm².

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier.

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(60+ 60) + 2 \times 85] = 580 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 5800 \times 850 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 3697.5\text{kN}.$$

N_u= 1789.28kN < Q_u = 3697.5kN.la condition est vérifiée.

b- Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement par combinaison (0.8G+E) :

On doit vérifier que [RPA99 modifié en 2003 [1]] :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$$

➤ **Suivant X-X :**

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{37467.31}{39205.5} = 0.96m < \frac{20.35}{4} = 5.09m \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

➤ **Suivant Y-Y :**

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{40447.3}{39205.5} = 1.03m < \frac{24.35}{4} = 6.9m \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

c- Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que : « Selon le CBA 93 : article A 5.1.2.1.1 [3] » « RPA99 modifié en 2003 [1] »

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}(0.15 f_{c28} / \gamma_b; 4MPa) = 2,5MPa \Rightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

b = 1m (une bande de 1m de longueur).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{39205.5}{407.04} \times \frac{5.4}{2} \times 1 = 260.06kN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{260.06 * 10^{-3}}{1 \times 0,9 \times 0,85} = 0.34MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

VII.4.3.5. Caractéristiques géométriques du radier :

a- Position du centre de gravité :

$$x_G = 12.41 \text{ m}$$

$$y_G = 7.98 \text{ m}$$

b- Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 55738.89 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 23057.5 \text{ m}^4$$

VII.4.3.6. Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par [RPA99 modifié en 2003 [1]] :

$$\text{A l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{28664,81}{407.04} = 70.42kN/m^2$$

$$\sigma_{ser} = 70.42 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

A l'ELU :

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$$

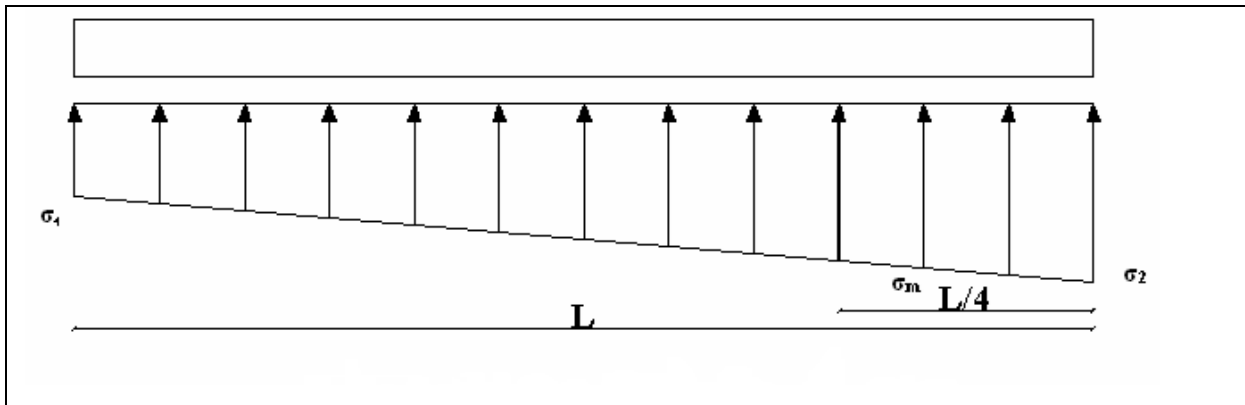


Figure VII.5. Contraintes sous le radier

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

a) l'ELU :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 39205.5 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$M_x = 37467.31 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = 40447.3 \text{ kN.m.}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

Tableau VII.3. Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(kN/m^2)$
Sens x-x	104.66	87.98	100.49
Sens y-y	110.32	82.32	103.32
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

b) l'ELS :

$N_{ser} = 28664.81 \text{ kN}$; $S = 407.04 \text{ m}^2$

$M_x = 12594.69 \text{ kN.m}$.

$M_y = 22218.43 \text{ kN.m}$.

M est le moment de renversement.

$\sigma_{sol} = 200 \text{ kN/m}^2$

Tableau VII.4. Vérification des contraintes à l'ELS

	$\sigma_1(kN/m^2)$	$\sigma_2(kN/m^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right)(kN/m^2)$
Sens x-x	73.23	67.62	71.82
Sens y-y	78.11	62.73	74.67
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 266$

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens ('xx'_'yy') donc pas de risque de soulèvement

VII.4.3.7. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivantes :

ELU :

$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 103.32 \text{ kN/m}^2$

ELS :

$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 74.27 \text{ kN/m}^2$

VII.4.4. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle du radier se fait comme celui d'une dalle de plancher.

La fissuration est considérée préjudiciable.

a) Ferrailage de la dalle du radier « CBA93 [3] » annexe F :

a .1 Détermination des efforts :

- Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de

la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

➤ **Panneau de rive**

- Moment en travée : $M_{tx}=0,85M_x$
 $M_{ty}=0,85M_y$
- Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x$ (appui de rive).
 $M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x$ (autre appui).

➤ **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée: $M_{tx}=0,75M_x$
 $M_{ty}=0,75M_y$
- Moment sur appuis: $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

- Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens

- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appuis: $M_a=0,5M_0$ Avec: $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

a .2 Valeur de la pression sous radier :

ELU :

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 103.31 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 74.27 \text{ kN/m}$$

a .3.Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU (v=0) :

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 = 0,4 < \frac{5,4}{5,15} = 0,95 < 1,00 \Rightarrow$ la dalle travaille

dans les deux sens.

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5.Calcul des moments à l'ELU

Panneau le plus sollicité	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
	5,4	5,15	0,95	0,041	0,88	103,31	123,51	104,99	109,68	93,23	54,84

a.4.Moment en travée et sur appuis à l'ELS : (v=0,2)

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VII.6. Calcul des moments à l'ELS

Panneau le plus sollicité	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
	5,4	5,15	0,95	0,041	0,88	74,27	88,79	75,48	78,85	67,02	39,42

a .5.Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis de panneau le plus sollicité.

On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple(organigramme I, voire annexe).

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=30\text{cm}$
 $d=0,9h=27\text{ cm}$

Tableau VII.7.Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.

	Sens	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
Travée	x-x	104,99	0,10	0,13	25,55	11,81	8T14	12,32	15

	y-y	93,23	0,09	0,12	25,72	10,42	8T14	12,32	15
Appui	x-x	54,84	0,05	0,07	26,26	6,00	5T14	7.7	20
	y-y								

Espacement :

$$Esp \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(90\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Sens x-x :

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

Sens y-y :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < 33\text{cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

a .6.Vérifications nécessaires :

a.6.1. Condition de non fragilité :

$$A_s^{\text{min}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26\text{cm}^2 < 7.7 \text{ cm}^2$$

a.6.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VII.8.Vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	$A_s(\text{cm}^2)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	75,48	12,32	7,50	15	252,85	201.63	Non Vérifié
	y-y	67,02	12,32	6,66	15	224,54	201.63	Non Vérifié
Appuis	x-x	39,42	7,7	3,92	15	207.05	201,63	Non Vérifié

Remarque :

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferrillages.

Tableau VII.9.vérification des contraintes

	Sens	M_{ser} (kNm)	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	75,48	8T16	16,08	6,82	15	196,29	201.63	Vérifié
	y-y	67,02	8T16	16,08	6,06	15	174,31	201.63	Vérifié

Appuis	x-x	39,42	6T14	9,24	3,56	15	173,82	201,63	Vérifié
	y-y								

b) Ferrailage des nervures :

b .1.Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire(**BAEL91 modifier 99**) [2]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t=0,85M_0$

Sur appuis : $M_a=0,50M_0$

b.2.Calcul des armatures :

$b=60\text{cm} ; h=85\text{cm} ; d=76.5\text{cm}$

$L=5.40\text{m} ; P=103.31 \text{ kN/ml} ; M_0 = 376.56\text{KN.m}$

$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa} ; f_e=400\text{MPa} ; \sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau VII.10.Ferrailage des nervures suivant x-x et y-y

	$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	270,70	0,06	0,08	69,72	11,16	8T14	12.32
Appuis	159,24	0,04	0,05	70,67	6,47	4T14+2T12	8.42

b.3. Vérifications nécessaires :

b.3.1.Condition de non fragilité :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.22\text{cm}^2 \langle 8.42\text{cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b.3.2.Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau.VII.11.vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm^2)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	230,11	14,2	5,48	15	232,09	201.63	Non Vérifié
	y-y	230,11	14,2	5,48	15	232,09	201.63	Non Vérifié
Appuis	x-x	135,36	8,42	3,97	15	225,87	201.63	Non Vérifié
	y-y							

Remarque :

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferrailages.

Tableau VII.12. vérification des contraintes

	<i>Sens</i>	<i>M_{ser}</i> (kNm)	<i>Choix</i>	<i>A_s^{adp}</i> (cm ²)	<i>σ_{bc}</i> (MPa)	<i>σ̄_{bc}</i> (MPa)	<i>σ_s</i> (MPa)	<i>σ̄_s</i> (MPa)	<i>Vérification</i>
Travée	x-x	230,11	4T20+2T16	16,59	5,17	15	199,95	201.63	Vérifié
	y-y	230,11	4T20+2T16	16,59	5,17	15	199,95	201.63	Vérifié
Appuis	x-x	135,36	4T16+2T12	10,3	3,66	15	171,75	201.63	Vérifié
	y-y								

b.3.3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4MPa) = 2,5MPa \dots\dots [3]$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{103.32 \times 5.4}{2} = 278.96kN$$

$$\tau_u = \frac{278.96 \times 10^3}{600 \times 765} = 0,61MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots \text{Vérifier}$$

b.3.4 Armatures transversales

- * $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \quad \dots\dots [3]$
- * $S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm$
- * $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) = 0,4MPa$
- * $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \quad \text{Article 7.5.2.2} \dots\dots [\text{RPA99 modifié en 2003 [1]]]$
- * $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30cm\right) = 21.2cm \dots\dots \text{Zonenodale}$
- * $S_t \leq \frac{h}{2} = 42.5cm \dots\dots \text{Zoncourante}$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3}\phi_{\text{max}} = 6.66\text{mm}$$

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=0.61\text{ Mpa}$; $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$; $b=60\text{cm}$; $d=76.5\text{cm}$

On trouve :

Tableau VII.13.Espacement des armatures transversales

	Section [cm ²]	Zone	S _t RPA99 [cm]	S _t BAEL91 [cm]	S _t choisit [cm]
Nervure Sens x-x	60 × 85	Courante	42.5	40	25
		Nodale	21.2		15
Nervure Sens y-y	60 × 85	Courante	42.5	40	25
		Nodale	21.2		15

Tableau VII.14. Choix des armatures transversales

	Section [cm ²]	Zone	S _t [cm]	Ø _t	A _t calculée [cm ²]	A _t choisit [cm ²]	Choix des barres
Nervure Sens x-x	60 × 85	Courante	25	10	4.5	4.71	6T10
		Nodale	15		2.7	4.71	6T10
Nervure Sens y-y	60 × 85	Courante	25	10	4.5	4.71	6T10
		Nodale	15		2.7	4.71	6T10

b.3.5. Justification des armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right\} = 0,3\text{ MPa}$$

- Zone courante 1,26 MPa > 0,40 MPa Vérifié.
- Zone nodale 2.09 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

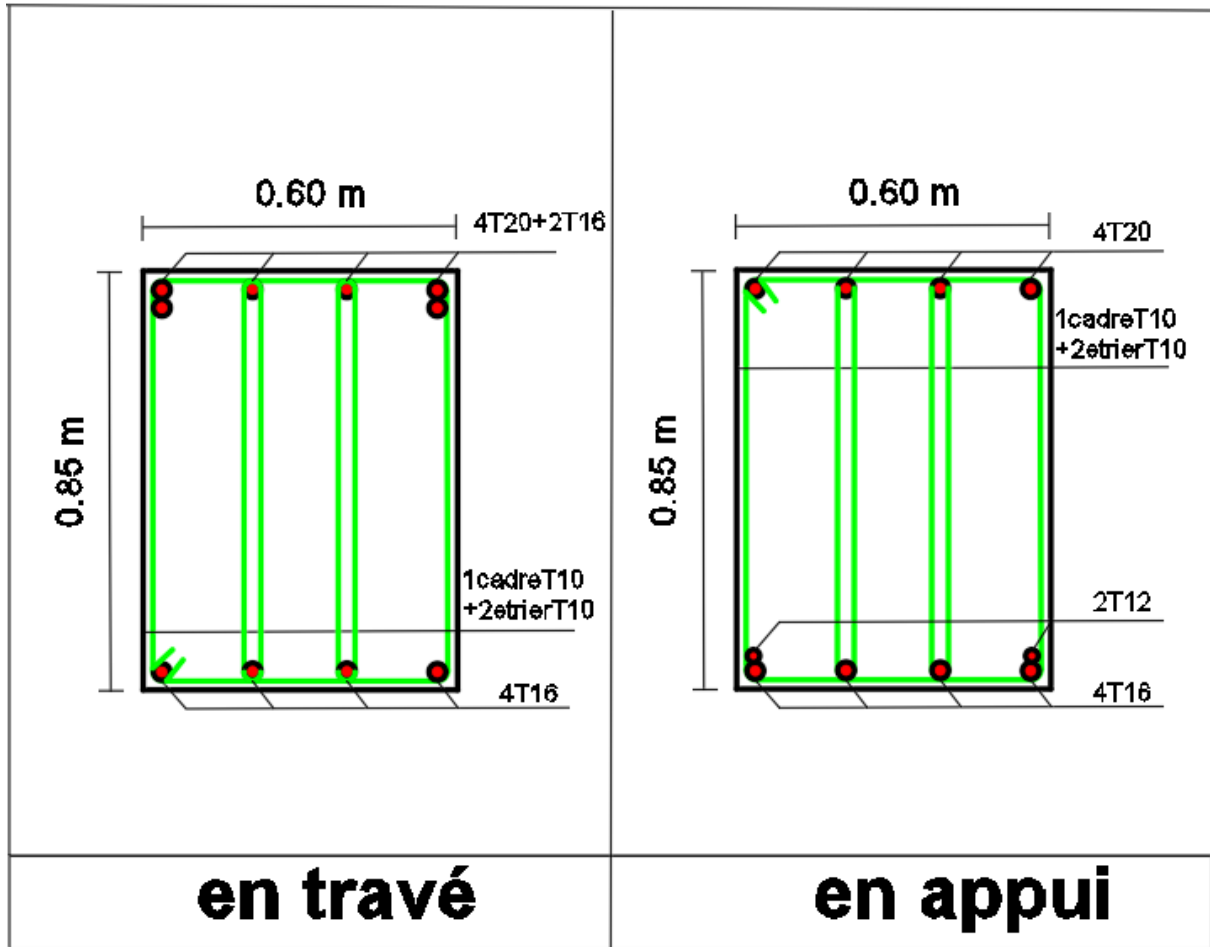


Figure VII.6. Ferrailage des nervures en travée et en appui sens x-x et y-y

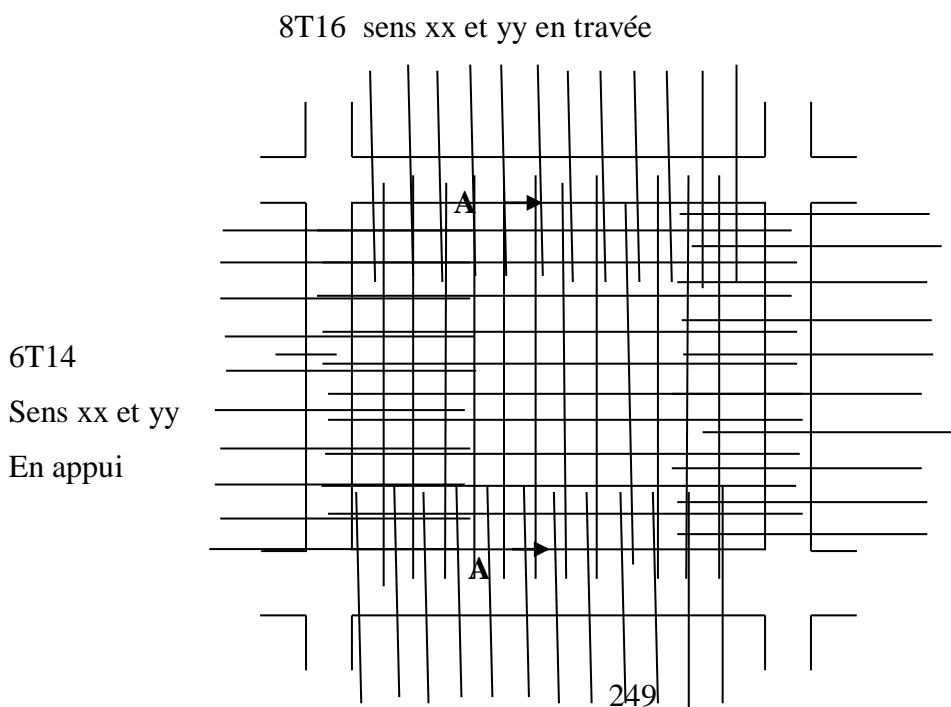


Figure VII.7. Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y

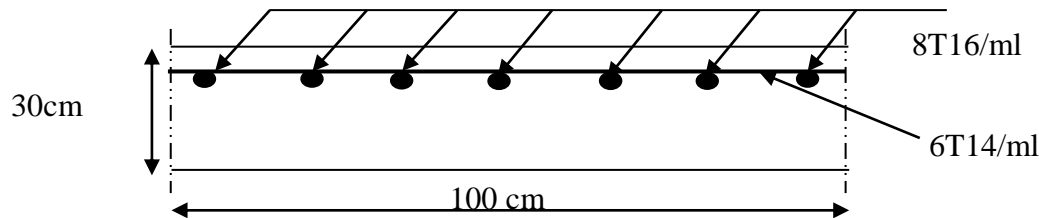


Figure VII.8. Coupe A-A ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y

VII.5. Voile périphérique :

Selon le règlement RPA2003 les ossatures au-dessous du niveau de base formées de poteaux courts qui doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base.

VII.5.1. Dimensionnement et ferrailage du voile :

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

Epaisseur $\geq 15\text{cm}$

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

On prend $e = 15\text{cm}$ (L'épaisseur du voile périphérique)

Le calcul de ferrailage sera fait pour une bande de 1m.

1. Armatures verticales :

$$A_v = 0,1 \times \frac{e \times b}{100} = 0,1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1,5\text{cm}^2$$

$$A_v = 5T10 / ml \quad \text{On prend :}$$

- L'espacement : $e = 25\text{ cm}$

▪ Armatures horizontales :

$$A_h = 0,1 \times \frac{e \times h}{100} = 0,1 \times \frac{15 \times 100}{100} = 1,5\text{cm}^2$$

$$A_h = 5T10 / ml \quad \text{On prend :}$$

- L'espacement : $e = 25\text{ cm}$

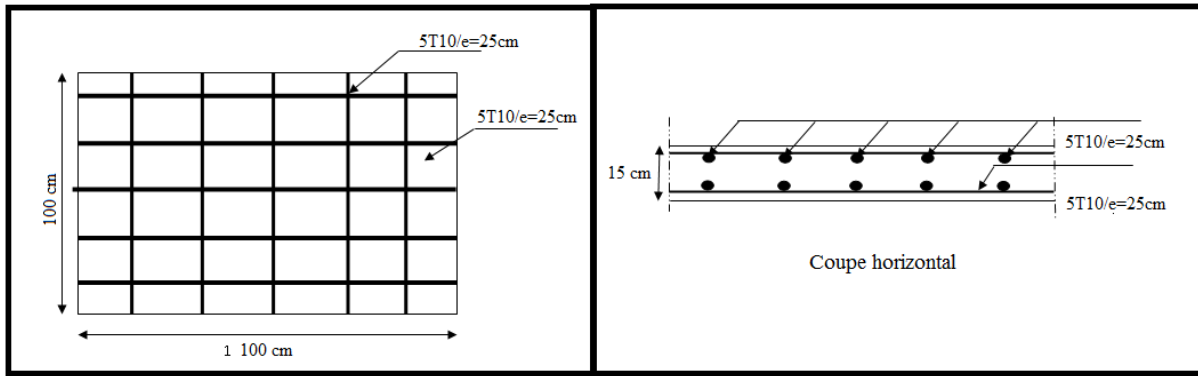


Figure VII.9.ferraillage du voile périphérique

VII.6.Ferraillage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0,5m$, le calcul du ferraillage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

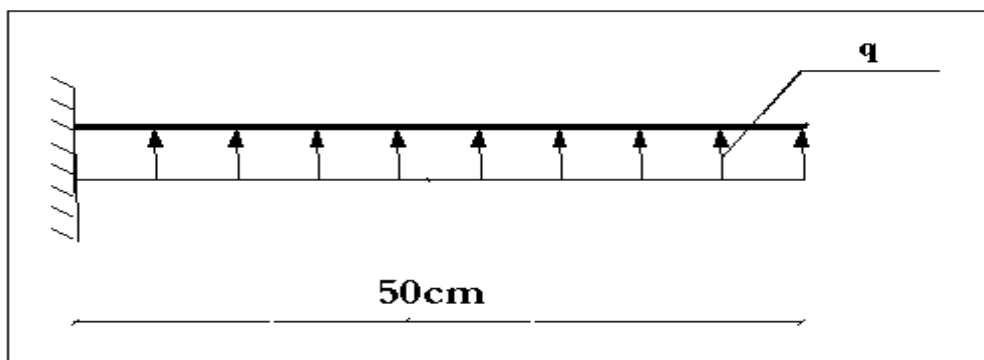
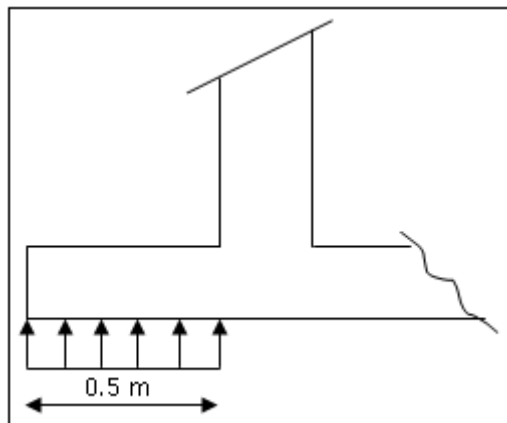


Figure VII.10.Représentation du débord du radier.

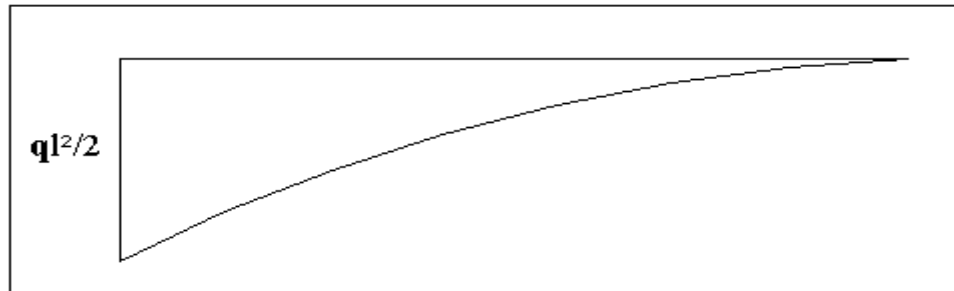


Figure.VII.11.Diagramme des moments.

VII.6.1. Calcul de ferrailage :

$q_u=103.32kN/ml$, $b=100cm$, $h=30cm$, $d=27cm$, $f_{c28}=25MPa$, $\sigma_{bc}=14,17MPa$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 12.92kNm \quad ; \quad \sigma_s = 348MPa$$

Tableau VII.15.Ferrailage de panneau débord.

$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$	$S_t(cm)$
12,92	0,0125	0,0157	26,83	1,38	5T14	7,7	12,92

$$A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26cm^2 < 7.7cm^2 \dots\dots\dots vérifie$$

Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = 1.93cm^2$$

On adopte 4T12=4.52cm², $S_t=25cm$

VII.6.2 Vérification des contraintes à l'ELS :

$q_{ser}=66.2kN/ml$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} l^2}{2} = 8.28kN.m$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VII.16.Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
9,28	7,7	6,83	53642,99	1,18	15	52,36	201,63	OK

VII.6.3. Vérification de la flèche :

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

CBA article B.5.6 [3]

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.6 \geq 0.062 \quad \text{vérifiée} \\ 0.0029 \leq 0.0105 \quad \text{vérifiée} \\ 0.6 \geq 0.1 \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont satisfaites, nous sommes donc dispensés pour l'évaluation de la flèche.

Effort tranchant :

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

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right) = 2.5\text{MPa}$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{25.53 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.1\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La vérification au cisaillement est vérifiée donc les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires.

Le débord est coulé sans reprise du bétonnage donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VII.7. Conclusion :

Dans ce chapitre on a calculé le ferrailage des fondations (la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelle sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage).

Comparaison et Conclusion Générale

Comparaison :

Dans notre étude on a fait deux études manuel et automatique d'une structure chargée par des charges permanent et charges d'exploitation.

- La différence dans le système de chargement et la valeur du coefficient de pondération travail sur :
- Une différence dans la masse du chaque diaphragme conduisant à un changement dans les pulsations propre qui à son tour entraîne le changement de la valeur de la période fondamentale, l'effort tranchant a la base et les différentes sollicitations de la structure.

Nous pouvons facilement calculer ces changements dans le système automatique, contrairement au système manuel, dans lequel nous devons modification dans la modélisation et calculer à nouveau à chaque fois, ce qui conduit à prendre beaucoup de temps.

D'après les résultats obtenus :

Nous avons remarqué que, les résultats des masses, les excentricités et les centres massiques et les centres des rigidités sont les mêmes.

D'après les résultats obtenus lors du calcul manuel et automatique on constate qu'on quatre éléments comparables qui sont la période fondamentale de la structure, l'effort sismique à la base et les déplacements inter étages est l'effet de $P\Delta$ est Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sans voile :

Tableau.la période et effort tranchant à la base

Calcul	Période (s)	Effort tranchant à la base (kN)
Manuel	0,716	2396.96
Automatique	1.067	2196.01

Tableau. Déplacements inter étages

Story	Δk				1%hn
	Sens X-X		Sens Y-Y		
	Manuel	Automatique	Manuel	Automatique	
STORY7	0,061	0.0130	0,061	0.0125	0,0304
STORY6	0,116	0.0210	0,116	0.0191	0,0304
STORY5	0,162	0.0275	0,162	0.0255	0,0304
STORY4	0 ,105	0.0230	0,105	0.0230	0,0304
STORY3	0,118	0.0250	0,118	0.0260	0,0304
STORY2	0,073	0.0195	0,073	0.0220	0,0304
STORY1	0,074	0.0155	0,74	0.0165	0,0323

Tableau. L'effet P- Δ

Story	l'effet P- Δ	
	Manuel	
		≤ 0.1
STORY7	0.122	0,0304
STORY6	0,284	0,0304
STORY5	0,446	0,0304
STORY4	0,341	0,0304
STORY3	0,428	0,0304
STORY2	0,373	0,0304
STORY1	0,653	0,0323

Interprétation des résultats :

D'après le calcul manuel matricielle par logiciel on a trouve la période fondamentale ($T=0.716$ s) .Est-on Parallèle en fait le même calcul effectué par le logiciel utiliser, on à trouve ($T=1.067$ s) , ce qui entrante déférence de **0.35 s**.

Après la répartition des masses le taux de participation modal attient 90% dans le 3^{eme} mode en calcul manuel par contre en calcul automatique il 'atteint 90% dans le 8^{eme} mode.

Comparaison et Conclusion Générale

Pour l'effort sismique de base, nous avons trouvé un rapport entre deux résultats de 1,09 le long en raison de la répartition de la masse sachant que nous avons concentré la masse de chaque niveau dans le plancher.

On trouve un déplacement entre étages vérifié en calcul automatique dans tous les étages, contrairement au calcul manuel qui n'est pas vérifié. L'effet de $P\Delta$ n'est pas vérifié pour les deux sens des deux méthodes de calcul.

Avec voile :

Tableau. la période et effort tranchant à la base

Calcul	Période (s)	Effort tranchant à la base XX (kN)	Effort tranchant à la base YY (kN)
Manuel	0,461	2373,029	2545,3254
Automatique	0.493	2196.01	2194.28

Tableau. Déplacements inter étages

Story	Δk				1%hn
	Sens X-X		Sens Y-Y		
	Manuel	Automatique	Manuel	Automatique	
STORY7	0,022	0.0130	0,022	0.0125	0,0304
STORY6	0,042	0.0210	0,043	0.0191	0,0304
STORY5	0,060	0.0275	0,062	0.0255	0,0304
STORY4	0,075	0.0230	0,077	0.0230	0,0304
STORY3	0,087	0.0250	0,089	0.0260	0,0304
STORY2	0,093	0.0195	0,096	0.0220	0,0304
STORY1	0,098	0.0155	0,101	0.0165	0,0323

Tableau. L'effet P- Δ

Story	l'effet P- Δ				1%hn
	Sens X-X		Sens Y-Y		
	Manuel	Automatique	Manuel	Automatique	
STORY7	0,050	0,013	0,049	0,013	0,0304
STORY6	0,049	0,008	0,048	0,008	0,0304

Comparaison et Conclusion Générale

STORY5	0,050	0,006	0,049	0,006	0,0304
STORY4	0,050	0,005	0,048	0,005	0,0304
STORY3	0,049	0,004	0,048	0,004	0,0304
STORY2	0,47	0,003	0,046	0,003	0,0304
STORY1	0,049	0,002	0,047	0,002	0,0323

Tableau .Sollicitations normales

Niveau		V	Vérification	Observation
RDC	Autres	0,22	0,3	OUI
	Cursive	0,06	0,3	OUI
1^{ER}		0,23	0,3	OUI
2EME		0,23	0,3	OUI
3EME		0,23	0,3	OUI
4EME		0,22	0,3	OUI
5EME		0,19	0,3	OUI
6EME		0,13	0,3	OUI

Tableau. Renversement

Story	W*X	W*Y	Wi*Z	Fx	Fy	Fx*hi	Fy*hi
STORY7	23695,93	40244,23	83401,90	568,76	568,31	12211,24	12201,62
STORY6	22431,09	34312,56	64594,53	440,50	440,15	8118,45	8112,05
STORY5	23009,29	35235,23	55503,60	378,51	378,21	5825,21	5820,62
STORY4	23425,15	35967,75	45559,14	310,69	310,45	3837,02	3834,00
STORY3	23945,96	36845,76	35219,10	240,18	239,99	2236,04	2234,28
STORY2	24534,97	37793,97	24379,44	166,26	166,12	1042,42	1041,60
STORY1	26972,12	40375,45	13361,96	91,12	91,05	294,32	294,09
	168014,51	260774,94	322019,68			33564,71	33538,27

Interprétation des résultats :

Comparaison et Conclusion Générale

D'après le calcul matricielle par logiciel on a trouve la période fondamentale ($T=0.461$ s) .Est-on Parallèle en fait le même calcul effectué par le logiciel utiliser, on à trouve ($T=0.493$ s) , ce qui entrante une petite déférence de **0.032 s**.

Après la répartition des masses le taux de participation modal attient 90% dans le 3^{eme} mode en calcul manuel par contre en calcul automatique il 'atteint 90% dans le 10^{eme} mode.

Pour l'effort sismique de base, nous avons trouvé un rapport entre deux résultats de 1,08 le long de l'axe XX et de 1,16 le long de l'axe YY en raison de la répartition de la masse sachant que nous avons concentré la masse de chaque niveau dans le plancher.

on trouve un déplacement entre étages vérifie en calcul automatique dans tous les étages, contrairement on calcul manuel ne son pas vérifie .est l'effet de $P\Delta$ est vérifie pour les deux sens est les deux méthodes de calcul.

Sollicitations normales est le renversement son vérifie on tous les niveaux.

Donc à partir du résultat précédents on à trouve que le calcul automatique est plus facile est plus par logiciel **ETABS (9.7.0)** que le calcul manuel.

Conclusion Générale:

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons l'AUTODESK ROBOT ; ETABS ; SOCOTAC ; etc....; que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et le pré-dimensionnement de la structure.

Par ailleurs, cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont :

- En utilisant deux méthodes de modélisation (modèle contenu via le logiciel **ETABS (9.7.0)**) et modélisation discrète par le logiciel **MATLAB (2018)**, a était capable de déterminer les modes propres ainsi que les périodes intrinsèques fondamentales et l'effort sismique à la base de la structure, nous avons ensuite fait une petite comparaison entre les résultats des deux méthodes.
- L'analyse sismique constitue une étape décisive dans la conception sismique des structures en prenant pour exemple la période fondamentale de la structure qui n'a pas été vérifiée avec la présence maximale des voiles, c'est pour cette raison qu'on a augmenté la rigidité de bâtiment.
- En effet, des modifications potentielles peuvent être apportées au système de contreventement lorsque vous recherchez le modèle qui vérifie toutes les exigences prescrites. Rappelez-vous que nous avons commencé avec une structure auto-stable

prédéfinie par les réglementations en vigueur (RPA99 version2003 et CBA93) et le renforcement. De ce dernier (lors de l'étude dynamique et sismique) nous a conduits à un bâtiment mixte vilebrequin (voile + portique)..

- Une bonne disposition des voiles qui a été faite selon les vérifications des règlements régissant talque :

La période, l'effort tranchant à la base, le déplacement inter-étage l'effet P-delta, le Renversement, l'effort normal réduit, le coefficient de comportement.

- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).
- Le ferrailage des voiles a été fait par une méthode simplifiée basée sur la résistance des matériaux.
- Pour les fondations du bâtiment, c'est le radier général qui s'est imposée dans notre cas, pour assurer une répartition uniforme des contraintes.
- Aussi, il faut noter qu'on a respecté le plan architectural notamment les ouvertures des portes, fenêtres, les espaces de circulation.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en faisant le choix adéquat des sections de béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

On dit Pour les étudiants qui fait le thème de calcul manuel et automatique ajouter l'étude de rotation et la coupler avec les deux sens x, y et comment justifier les résultats de participation massique.

Bibliographiques et Références

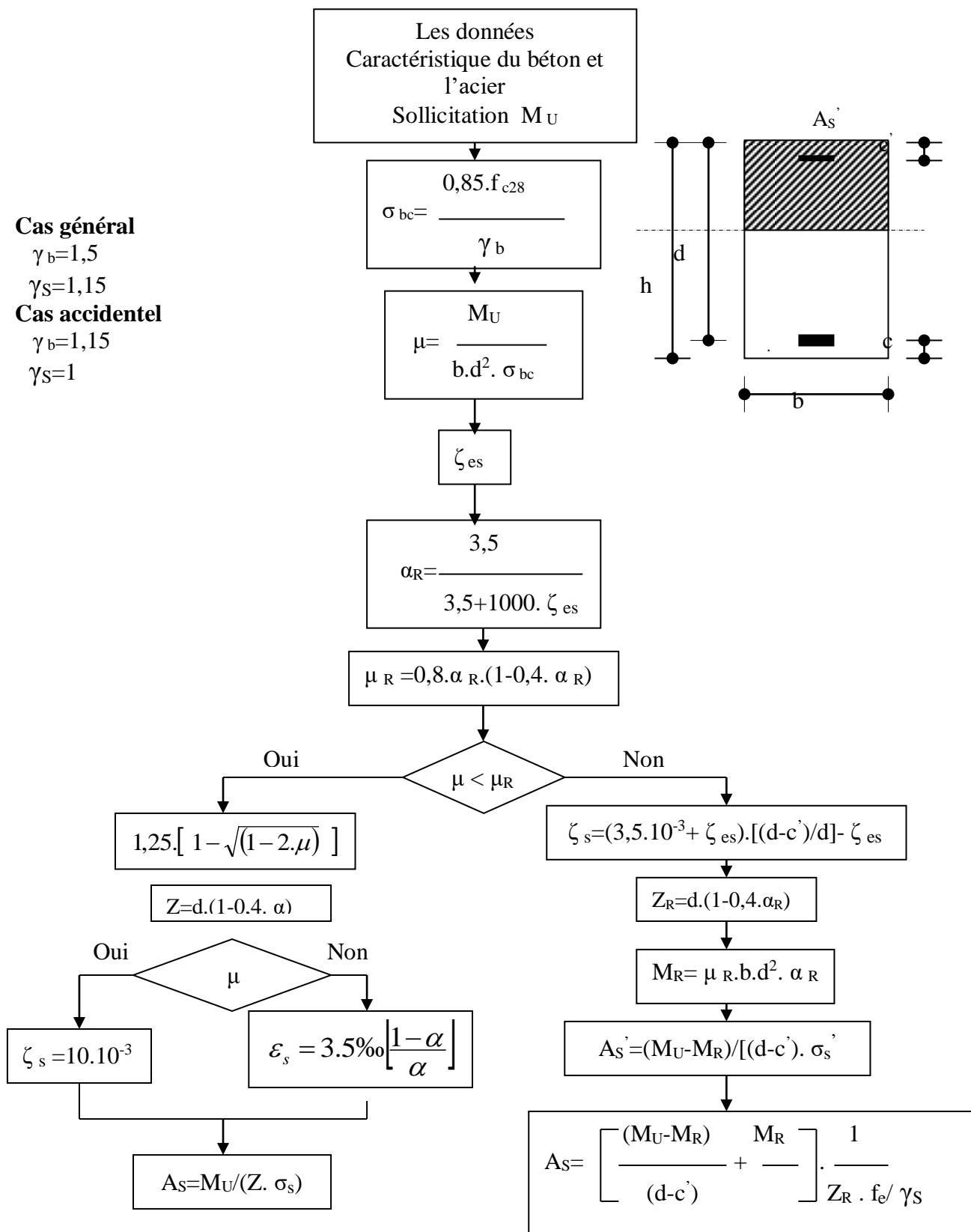
Références et Bibliographie

- [1]-Règlement Parasismiques Algérien **RPA99 modifié en 2003**, Alger
- [2]-Béton Armé à l'état limite **BAEL 91 Modifié 99**, France, février 2000
- [3]-Règles de Conception et de calcul des ouvrages en béton armé (**CBA.93**), Alger. **1993**
- [4]-Charges permanentes et charges d'exploitations **DTR.BC 2.2**, Alger
- [5]-Cherait, Y. (2006). Calcul des ouvrages en béton armé
- [6]-**Henry Thonier**, Conception et calcul des structures de bâtiment (tom1 et tome2), (2001).
- [7]-**Anile K CHOPRA**, Berkeley, Ed4, (2001). Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering. Prentice-Hall
- [8]-**BELAZOUGUI Mohammed**. Calcul des ouvrages en béton armé. Office des publications universitaires, 1988.
- [9]-**FILIATRAULT André**. Eléments de génie parasismique et de calcul dynamique des structures. Presses inter Polytechnique, 1996.
- [10]-**LAMIRAULT Jacques** et **RENAUD Henri**. Béton armé: guide de calcul : bâtiment et génie civil. Foucher, 1993.
- [11]-**DAVIDOVICI Victor**. Béton armé (Formulaire du béton armé. vol2). Dunod, 1974.
- [12]-Cours de Béton Armé **Olivier Gagliardini**
- [13]-Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé. **Albert Fuentes**.
- [14]-Recueil de problèmes de la dynamique des structures. **N.Nacer, A.HadjArab**
- [14]-**CAPRA Alain** et **DAVIDOVICI Victor**. Calcul dynamique des structures en zone sismique. Eyrolles, 1982.
- [15]-MATLAB R2010a
- [16]-ETABS 9.7.0 (Extended ThreeDimensional Analysis of Building System version 9.7.0)
- [17]-SOCOTEC
- [18]-SAP 2000 version 14 (Structural Analysis Program)
- [19]-AutoCAD 2008
- [20]-Microsoft Office

Annexe

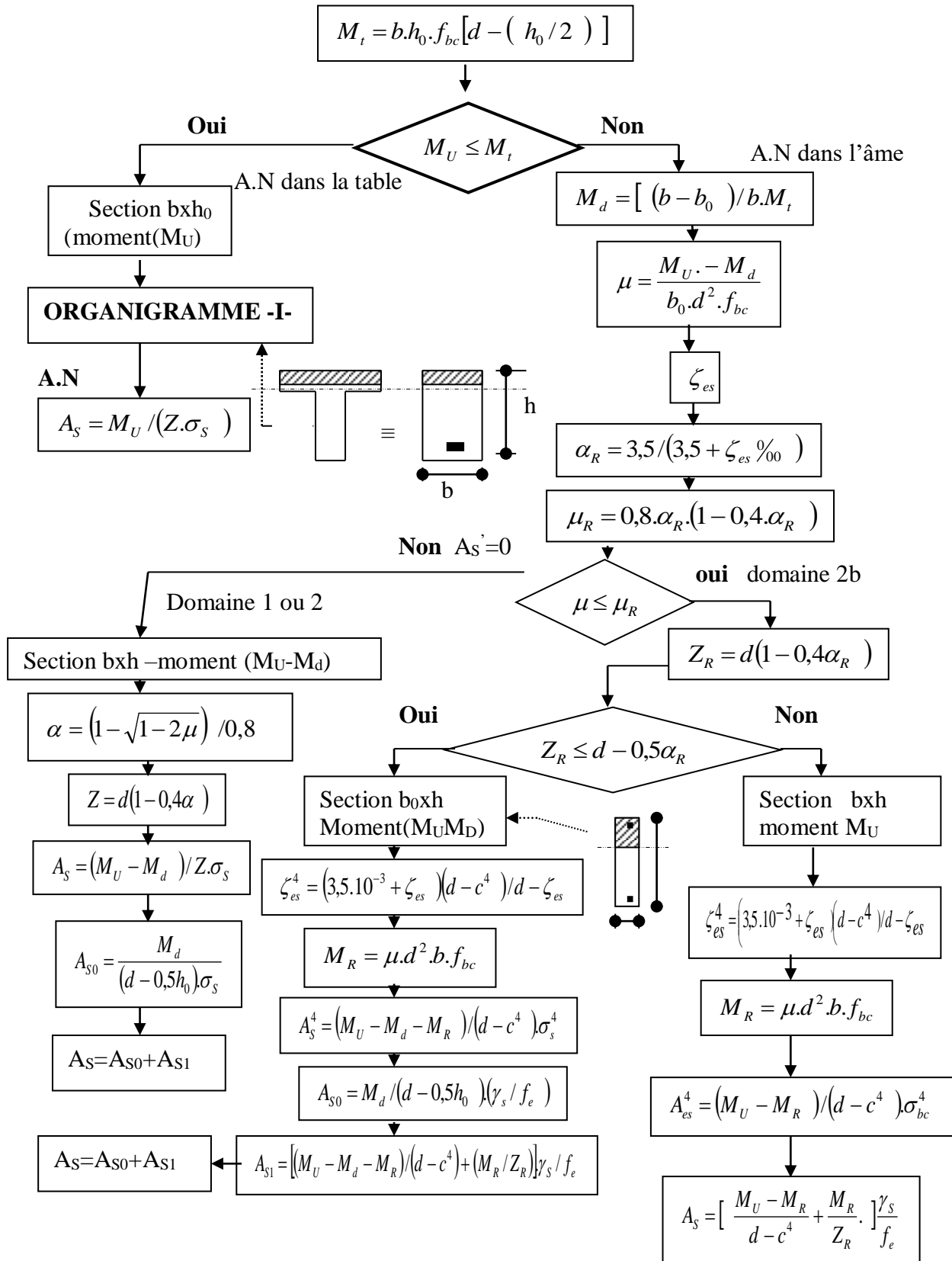
ORGANIGRAMME -1-

Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple



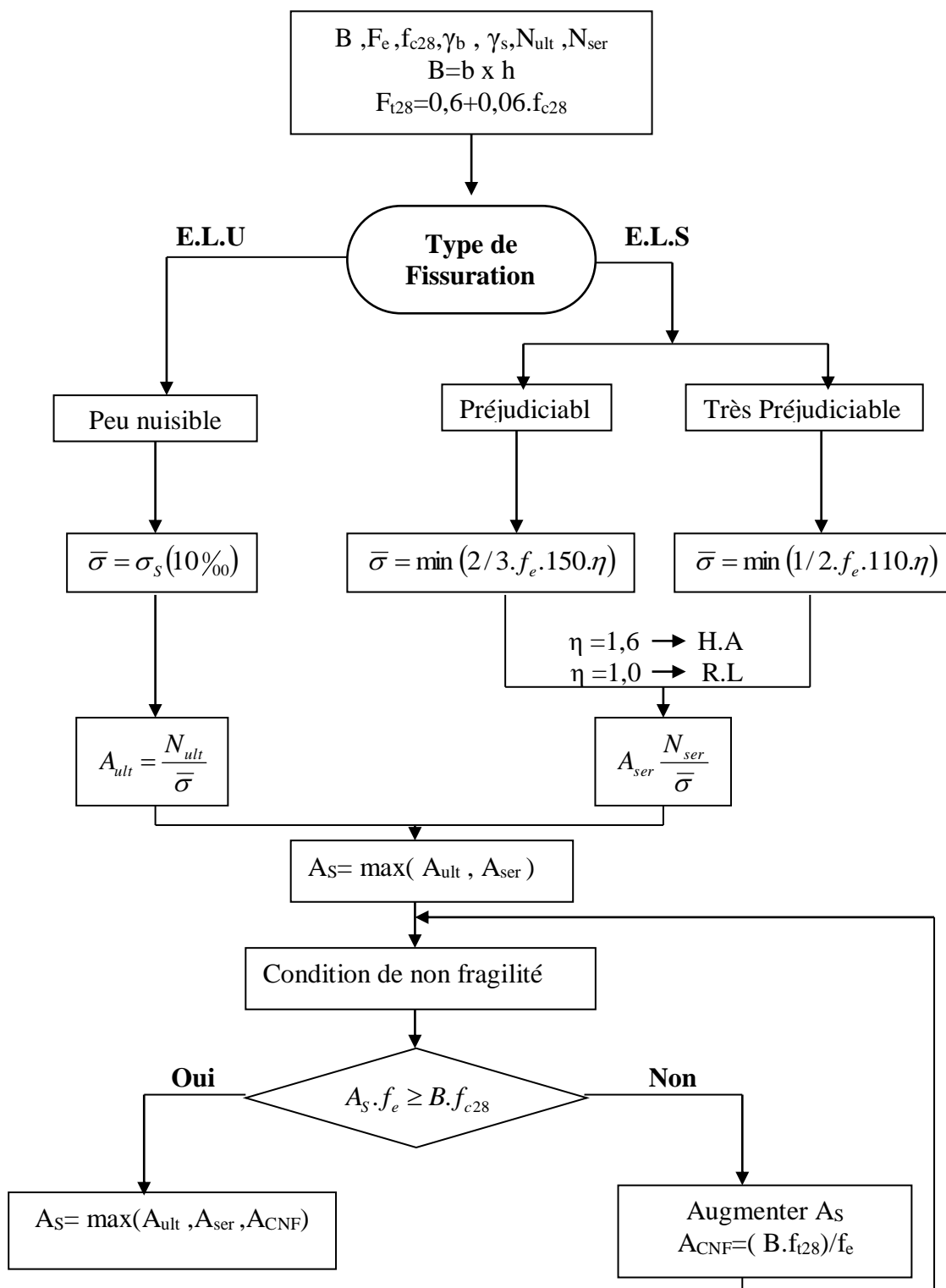
Organigramme 2

Calcul d'une section en -TE- a l'E.L.U en flexion simple



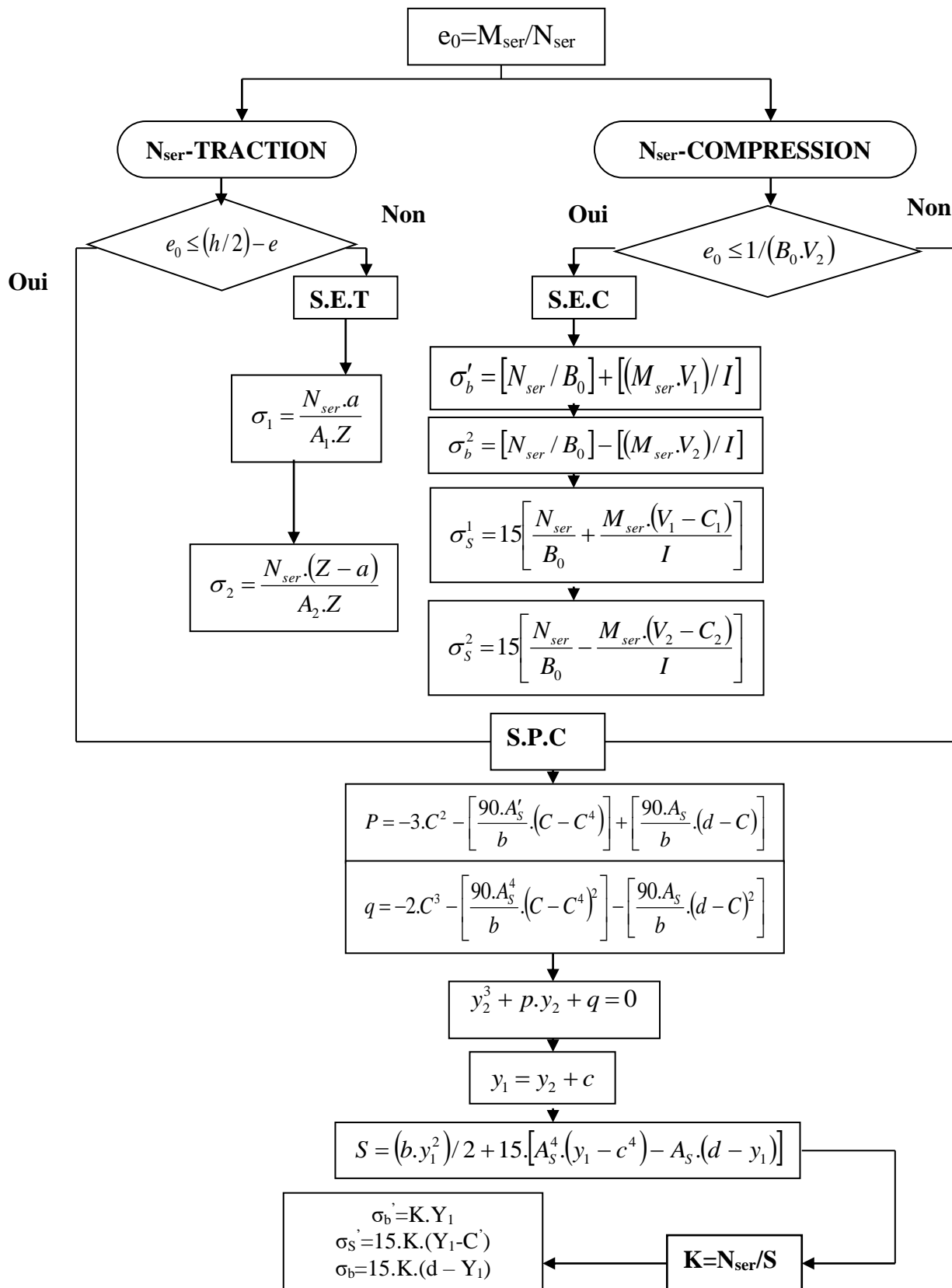
ORGANIGRAMME 3

Traction simple



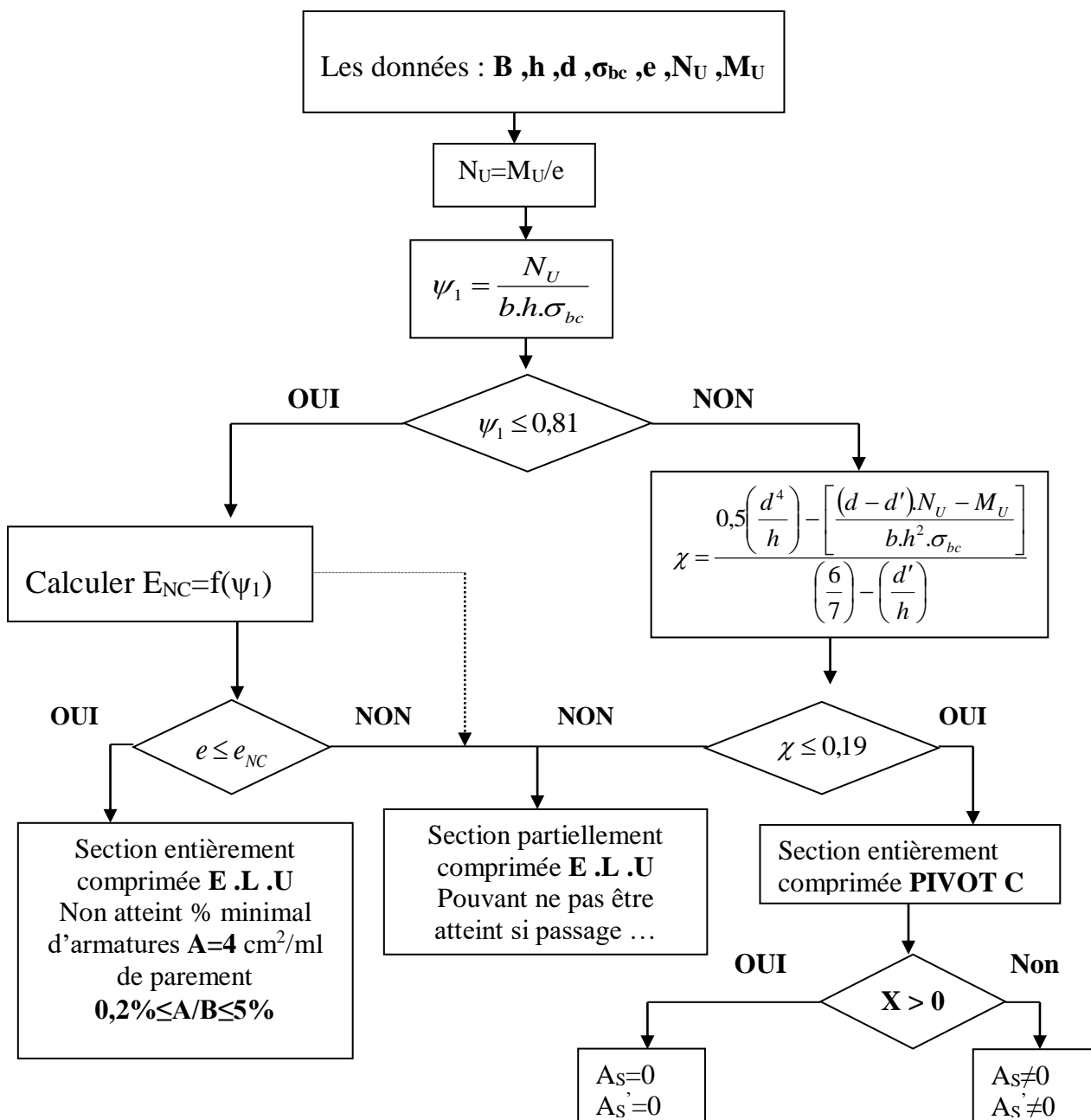
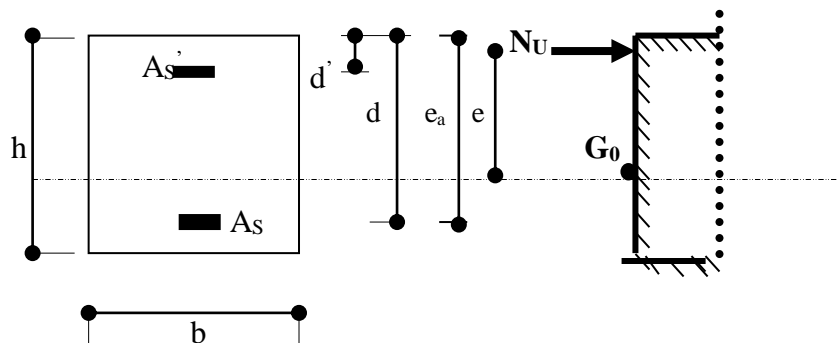
ORGANIGRAMME 4

Flexion composee à E.L.U



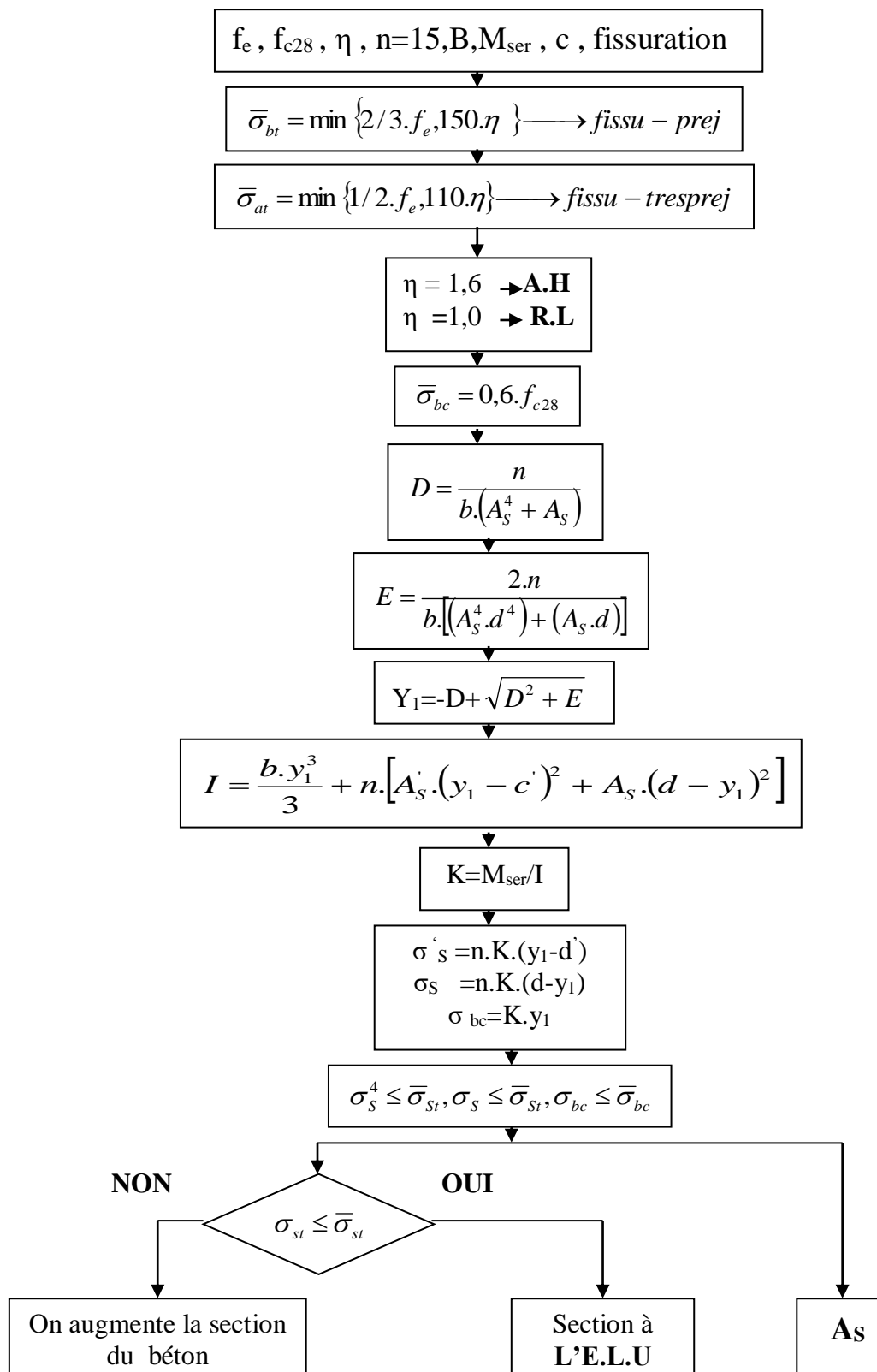
Organigramme -5-

Calcul d'une section rectangulaire à l'E.L.U en flexion composée



Organigramme 6

Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-



Organigramme 7

Calcul des armatures d'une poutre soumise à l'effort tranchant

