



République Algérienne Démocratique et Populaire



*Ministère de l'Enseignement Supérieur
et de la Recherche Scientifique*

Université Djilali Bounaama Khemis Miliana

Faculté des Sciences et de la Technologie Département de la Technologie

Filière : Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

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

Option : Structures

Thème



*Calcul manuel et automatique d'une structure en
béton armé (R+6) plus sous sol à usage
multiple*

Réalisé par:

- AKILI Mohammed Abderraouf*
- BELDI Abdelkadir*

Encadré par:

- Dr BOUDINA Abdallah*

Promotion 2019-2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciement

Nous remercions le bon Dieu qui nous a donné le courage et la patience jusqu'à ce jour. Nous présentons notre sincère remerciement à notre promoteur Mr. Boudina pour avoir accepté de diriger ce travail, nous le remercions également pour son aide effective et dont les conseils nous ont été très précieux.

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

A l'ensemble des professeurs et de l'encadrement de génie civil qui ont contribué à notre formation. A tous et toutes les personnes, par leurs encouragements et le temps qu'ils nous ont consacré et qui de près ou de loin ont contribué à la finalisation de ce mémoire.



*AKILI
Mohammed
Abderraouf*

*BELDI
Abdelkadir*

2019|2020



Rien ne vaut que la reconnaissance des actes bien faits. C'est pourquoi tout l'honneur est pour moi de dédier ce travail à Dieu le tout puissant qui me protège et continue de me protéger à mes chers parents qui se sont acquittés de tous leurs devoirs parentaux et m'ont entouré de toute la chaleur humaine dont un enfant a besoin pour s'épanouir. Ils ont été un symbole de parents et le resteront pour moi. Pour une grande reconnaissance à leur égard, je dédie ce présent mémoire à : Ma mère Houria, celle qui est la plus chère au monde, qui m'a soutenu durant toute la durée de mes études. Mon père Gamal qui s'est toujours acquitté de son devoir de père pour ma scolarisation. A ma grande mère et mon grand père .A mes très cher frère et mes sœurs. A mes tantes .A toute ma famille sans exception. A tous mes amis, mon binôme Abdelkadir et au compagnon d'étude, que Dieu ait pitié de lui, Imad Riati. A La promotion 2020. A tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.



*AKILI
Mohammed
Abderraouf*



Avec un énorme plaisir et une immense joie, je dédie mon travail à ma très chère, respectueuse et magnifique mère Arbía qui m'a toujours soutenu le long de ma vie , a mon chère père Solaimane qui m'a donné le courage et l'aide

A mes frères et mes sœurs en particulier mon binôme Abderraouf et mes chères amis ; même je dédie ce mémoire aussi à la famille : exception mes oncles, mes tantes, et mes cousines, aussi qu'à la famille de ma m7re : mes oncles, mes tantes, et mes cousines

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.



*BELDI
Abdelkadir*

ملخص

هذا المشروع يتكون أساسا من دراسة ديناميكية، يدوية بواسطة نظام ETABS وbrochette آلية بواسطة برنامج 9.7.0، لبنانية مقاومة للزلازل بواسطة الأعمدة و الجدران المشكلة من الخرسانة المسلحة، تتألف من طابق أرضي و ستة طوابق علوية بالإضافة إلى طابق سفلي. ذات استعمال سكني و الواقعة في منطقة مصنفة ضمن منطقة زلزالية متوسطة - II ب- من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية وفقا للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية **RPA99 modifiées 2003**

أما بخصوص القياس و التسليح لمختلف العناصر الأساسية المشكلة للبناية فقد استعملنا القوانين المعمول بها في الجزائر على غرار **CBA93** و القانون الفرنسي **BAEL91modifié 1999**

RESUME

Ce projet consiste principalement en l'étude dynamique et sismique **manuelle** Par système brochette et **automatique** par logiciel de calcul ETABS 9.7.0 d'une structure (R+6+sous sol) à usage habitation contreventée par des portiques et voiles.

La structure est implantée à une zone de sismicité moyenne (IIb). L'étude est conforme aux **Règles Parasismiques Algériennes 99 modifiées en 2003.**

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des éléments ont été fait conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**), et le règlement français **BAEL91modifié 1999.**

SUMMARY

This project consists mainly of a study dynamic and sismic, **manual** By system of skewer and **automatic** analysis by the calculation software ETABS 9-7-0 of a structure (basement+ground-floor+6 floors) for housing, windbraced by porticos and shear walls.

The structure is located in area which is characterized by an average seismic activity (IIb).

The study is carried out regarding the Algerian seismic code (**RPA99 modified in 2003**).

The structural elements dimension and their reinforcement were carried out according to the Algerian reinforced concrete code (**CBA93**) and the French code limits states of reinforced concrete (**BAEL91modifiede in 1999**).

Sommaire

Liste des figures.....	
Liste des tableaux	
Liste des symboles.....	
Introduction générale.....	1
Chapitre I: Présentation du projet	
I.1.Introduction.....	3
I.2. Caractéristiques de l'ouvrage.....	3
I.3.Caractéristiques des matériaux.....	6
I.4 .Hypothèses de calcul.....	12
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux	
II.1.Introduction.....	14
II.2.Pré dimensionnement des planchers.....	14
II.3. Evaluation des charges et surcharges.....	17
II.4. Pré dimensionnement des portiques.....	25
II.4.1 Pré dimensionnement des poutres... ..	25
II.4.2. Pré dimensionnement des poteaux	27
II.5. Pré dimensionnement des voiles.....	34
Chapitre III : Calcul des éléments non structuraux	
III.1.Introduction.....	36
III.2. Acrotère.....	36
III.3. Calcul des balcons.....	42
III.4. Les escaliers	46
III.5. Etude De La Poutre Palière	53
III.6. Plancher.....	60
III.7. Etude De La Dalle Machine	81
III.8. Plancher a dalle pleine	87
III.9. Conclusion	92

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique -Partie Manuelle-	
IV.1.Introduction.....	93
IV.2.Choix de la méthode de calcul.....	93
IV.3. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	95
IV.4. Modélisation mathématique	99
IV.5. Modélisation initiale : Caractéristiques géométriques et massique d la structure (sans voiles)	102
IV.6. Modélisation finale : Caractéristiques géométriques et massique de la structure (avec voiles)	119
IV.7. Conclusion	149
Chapitre V : Etude dynamique et sismique -Partie Automatique-	
V.1.Introduction.....	150
V.2. Étude dynamique	150
V.3. Modélisation de la structure	151
V.4. Interprétation des résultats de l'analyse sismique.....	153
V.4.1 Modèle initial (Structure sans voiles)	153
V.4.2 Modèle final (Structure avec voiles).....	157
V.5. Conclusion	167
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux	
VI.1.Introduction.....	168
VI.2. Ferrailage des poteaux.....	168
VI.3. Ferrailage des poutres.....	190
VI.4. Ferrailage des voiles.....	202
VI.5. Caractéristiques et ferrailage de l'ascenseur.....	213
Chapitre VII : Etude des fondations	
VII.1.Introduction	215
VII.2. Classification des fondations	215
VII.3. Ferrailage de longrine	215
VII.4. Etude préliminaire du choix de type de semelle	217
VII.4.1 Semelle isolée	217

VII.4.2 Semelles filantes	219
VII.4.3 Radier générale	221
VII.4.4 Ferrailage du radier	226
VII.5. Etude du voile périphérique	233
VII.6. Ferrailage des débords	238
VII.7. Conclusion	240
Comparaison et Conclusion Générale	241
Références Bibliographique	
Annexe	

LISTE DES FIGURES

Figure .I.1 : Dimensions en plan et en élévation.....	4
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 contrainte déformation du l'acier à l'ELU	11
Figure .II.1 : Coupe plancher à corps creux.....	14
Figure .II.2 : Dimension des poutrelles	15
Figure .II.3 : Coupe du plancher terrasse à corps creux	17
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.....	19
Figure. II.7. Dimension de l'acrotère	20
Figure .II.8 : Les éléments d'escalier	20
Figure .II.9 : Schéma statique de l'escalier	22
Figure .II.10 : Image de l'ascenseur	23
Figure. II.11. Dimension de l'ascenseur	24
Figure .II.12. Coupe de voile en élévation	35
Figure. II.13. Coupe des voiles en plan.....	35
Figure .III.1 : Coupe transversale de l'acrotère	36
Figure .III.2 : Schéma de ferrailage de l'Acrotère	42
Figure. III.3 : Schéma des charges appliquées sur le balcon	43
Figure .III.4 : Diagramme des sollicitations	43
Figure. III.5. Schéma de ferrailage des balcons	46
Figure. III.6: Schéma de l'escalier	46
Figure. III.7 : Schéma statique de l'escalier	47
Figure. III.8 : Schéma statique à ELU.....	48
Figure. III.9: Schéma statique d'escalier a E.L.S	48
Figure. III.10 : Diagrammes des efforts internes.....	48
Figure. III.11 : Ferrailage de l'escalier en travée et sur appuis.....	53

Figure. III.12 : Schéma statique de la poutre palière à E.L.U	55
Figure .III.13: Schéma statique de la poutre palière à E.L.S	55
Figure. III.14: Diagrammes des efforts internes à ELU et ELS	55
Figure. III.15 : Ferrailage de la poutre palière	59
Figure. III.16 : Dimensions de la Schéma de ferrailage des escaliers et poutre palier	60
Figure. III.17 : Coupe du planché en corps creux et dimension de corps creux	61
Figure. III.18 : Chargement de la méthode de CAQUOT	65
Figure. III.19 : Poutrelles à une travée	66
Figure .III.20: Poutrelles à deux travées	66
Figure. III.21: Poutrelles à trois travées	67
Figure. III.22 : Poutrelles à quatre travées	67
Figure. III.23 : Disposition constructive des armatures des poutrelles	79
Figure. III.24 : Disposition constructive des armatures de la table de compression...	81
Figure. III.25 : Dimension de l'ascenseur	81
Figure. III.26 : Ferrailage de la dalle machine	86
Figure. III.27 : Ferrailage de la dalle pleine	92
Figure. IV.1 : Spectre de réponse	95
Figure. IV.2 : Modélisation des masses et des rigidités	102
Figure .IV.3 : Schéma de la disposition des éléments	103
Figure. IV.4 : Modélisation du système	108
Figure. IV.5: L'allure des trois premiers modes	112
Figure .IV.6: Spectre de réponse d'après RPA	113
Figure .IV.7 : Les forces sismiques dans chaque niveau	115
Figure .IV.8 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant	118
Figure .IV.9 : schéma de la disposition des voiles	120
Figure IV.10. Modélisation du système	130
Figure. IV.11 : L'allure des trois premiers modes sens x-x	135
Figure IV.12 : L'allure des trois premiers modes sens y-y	137
Figure IV.13 : Spectre de réponse d'après RPA.....	139

Figure IV.14 : Les forces sismiques dans chaque niveau sens x-x	141
Figure IV.15 : Les forces sismiques dans chaque niveau sens y-y.....	141
Figure IV.16 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant x-x...	146
Figure IV.17 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant y-y...	178
Figure. V.1 : Modèle initial.....	153
Figure. V.2 : Modèle initial mode 1.....	154
Figure .V.3 : Modèle initial mode 2.....	154
Figure. V.4 : Modèle initial mode 3.....	155
Figure. V.5: Modèle final.....	157
Figure .V.6: Modèle final Mode 1.....	158
Figure .V.7 : Modèle final Mode 2.....	159
Figure .V.8 : Modèle final Mode 3.....	159
Figure .V.9 : Schéma de la disposition des poteaux.....	162
Figure .V.10. Evaluation des effets du second ordre.....	163
Figure .V.11 : Schéma du renversement	165
Figure. VI.1 : Zone nodale.....	169
Figure. VI.2 : Schéma de ferrailage des poteaux	189
Figure .VI.3 : Ferrailage des Poutres porteuses	200
Figure. VI.4 : Ferrailage des Poutres porteuses	200
Figure. VI.5: Ferrailage des Poutres non porteuses.....	201
Figure .VI.6: Ferrailage des Poutres non porteuses.....	201
Figure .VI.7 : Vue en plan du voile plein en L.....	204
Figure .VI.8 : Schéma ferrailage de voile en L.....	207
Figure .VI.9 : Vue en plan du voile plein en U	207
Figure .VI.10. Schéma de ferrailage du voile en forme U	210
Figure .VI.11 : plan de position des voiles	210
Figure .VI.12. Ferrailage de l'ascenseur.....	214
Figure. VII.1 : Ferrailage de longrine	217
Figure. VII.2 : Représente les semelles considérer et voile périphérique	218
Figure .VII.3 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	221

Figure. VII.4 : Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.....	223
Figure. VII.5: Contraintes sous le radier.....	225
Figure .VII.6: Ferrailage des nervures en travée sens x-x et y-y.....	232
Figure .VII.7 : Ferrailage des nervures en appui sens x-x et y-y.....	232
Figure .VII.8 : Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y	233
Figure .VII.9 : Coupe A-A ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y	233
Figure .VII.10. Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique	237
Figure .VII.11 : Ferrailage du voile périphérique	237
Figure .VII.12 : Représentation du débord du radier.....	238
Figure .VII.13. Diagramme des moments.....	138

LISTE DES TABLEAUX

Tableau .I.1 : Surfaces habitables (SH) des différents logements	3
Tableau .I.2 : Surfaces des locaux et parking	4
Tableau .I.3 : caractéristiques des Aciers	11
Tableau II.1 : Charge permanente du plancher terrasse inaccessible.....	17
Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher courant (corps creux).....	18
Tableau II.3 : permanentes du mur double cloison	18
Tableau II.4 : Charges permanentes des dalles pleines	19
Tableau II.5 : Charges permanentes 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.9 : valeurs de différents chargements du garde-corps de 1ml.....	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	30
Tableau II.13 : Surcharge d'exploitation de Poteau de rive.....	31
Tableau .II.14. Choix des sections des poteaux de rive	32
Tableau II.15 : Surcharge d'exploitation de Poteau d'angle	33
Tableau II.16 : Choix des sections des poteaux d'angle	33
Tableau II.17 : Coffrages des poteaux par étage	34
Tableau III.1. Les sollicitations appliquées sur l'acrotère	37
Tableau III.2. Ferrailage de l'acrotère	39
Tableau III.3. Vérification à l'ELS.....	41
Tableau III.4. Ferrailage du Balcon	44
Tableau III.5. Vérification des contraintes	45
Tableau III.6. combinaison des charges de l'escalier	47
Tableau III.7. les moments fléchissant.....	49
Tableau III.8. Ferrailage de l'escalier	49
Tableau III.9. Vérification à l'E.L.S	51

Tableau III.10. Vérification de la flèche de l'escalier.....	53
Tableau III.11. Ferrailage de la poutre palière	56
Tableau III.12. Vérification à l'E.L.S.....	57
Tableau III.13. Combinaison des charges	66
Tableau III.14. Les efforts internes	67
Tableau III.15. Tableau récapitulatif des efforts à une travée pour le 1 ^{er} cas	68
Tableau III.16. Tableau récapitulatif des efforts à une travée pour le 2 ^{eme} cas	68
Tableau III.17. Tableau récapitulatif des efforts à deux travées pour le 1 ^{er} cas	69
Tableau III.18. Tableau récapitulatif des efforts à deux travées pour le 2 ^{eme} cas.....	69
Tableau III.19. Tableau récapitulatif des efforts à trois travées pour le 1 ^{er} cas.....	70
Tableau III.20. Tableau récapitulatif des efforts à trois travées pour le 2 ^{eme} cas.....	71
Tableau III.21. Tableau récapitulatif des efforts à trois travées pour le 3 ^{eme} cas.....	71
Tableau III.22. Tableau récapitulatif des efforts à quatre travées.....	72
Tableau III.23. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.....	73
Tableau III.24. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.....	73
Tableau III.25 Tableau récapitulatif pour la vérification à l'ELS.....	76
Tableau III.26. tableau Récapitulatif du calcul de la flèche	77
Tableau III.27. Tableau récapitulatif du ferrailage en travée (sens L_x).....	83
Tableau III.28. Tableau récapitulatif du ferrailage en travée (sens L_y).....	83
Tableau III.29. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.....	83
Tableau III.30. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens	85
Tableau III.31. Tableau récapitulatif du ferrailage en travée (sens L_x).....	88
Tableau III.32. Tableau récapitulatif du ferrailage en travée (sens L_y).....	88
Tableau III.33. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.....	89
Tableau III.34. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens	90
Tableau IV.1 : Estimation de la valeur du facteur de qualité.....	98
Tableau IV.2 : Paramètres sismiques sans voiles.....	99
Tableau IV.3 : Paramètres sismiques avec voiles	99
Tableau IV.4 : La masse et centre massique de chaque niveau.....	104
Tableau IV.5 : Rigidité et centre de rigidité du rez de chaussée	106

Tableau IV.6 : Rigidité et centre de rigidité d'étage courant	106
Tableau IV.7 : Rigidité et centre de rigidité d'étage courant.....	106
Tableau IV.8 : Rigidité et centre de rigidité d'étage courant	107
Tableau IV.9 : Détermination de l'excentricité	107
Tableau IV.10: Participation massique des modes	111
Tableau IV.11: Les masses généralisées.....	112
Tableau IV.12 : Calcul des coefficients de participation modale	113
Tableau IV.13 : Paramètres du spectre de réponse	113
Tableau IV.14 : Réponses modales maximales.....	114
Tableau IV.15 : Les forces sismiques maximales pour chaque modes	114
Tableau IV.16 : Les forces sismiques dans chaque niveau	115
Tableau IV.17 : Exemple de calcul des forces sismiques subies par fil des poteaux.....	115
Tableau IV.18 : L'effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque niveau	117
Tableau IV.19 : Vérification des déplacements inter étages	118
Tableau IV.20 : Vérification l'effet P- Δ	119
Tableau IV.21 : La masse et centre massique de chaque niveau sens x-x	121
Tableau IV.22: La masse et centre massique de chaque niveau sens y-y	123
Tableau IV.23: Rigidité et centre de rigidité du rez de chaussée x-x.....	126
Tableau IV.24 : Rigidité et centre de rigidité du rez de chaussée y-y.....	126
Tableau IV.25 : Rigidité et centre de rigidité d'étage courant x-x.....	126
Tableau IV.26 : Rigidité et centre de rigidité d'étage courant y-y	127
Tableau IV.27 : Rigidité et centre de rigidité d'étage courant x-x.....	127
Tableau IV.28 : Rigidité et centre de rigidité d'étage courant y-y.....	128
Tableau IV.29 : Rigidité et centre de rigidité d'étage courant x-x	128
Tableau IV.30 : Rigidité et centre de rigidité d'étage courant y-y	128
Tableau IV.31 : Détermination de l'excentricité x-x.....	129
Tableau IV.32 : Détermination de l'excentricité y-y.....	129
Tableau IV.33 : Participation massique des modes sens x-x	134
Tableau IV.34: Participation massique des modes sens y-y	136
Tableau IV.35: Les masses généralisées sens x.....	137

Tableau IV.36 : Les masses généralisées sens y.....	137
Tableau IV.37 : Calcul des coefficients de participation modale sens x	138
Tableau IV.38 : Calcul des coefficients de participation modale sens y	138
Tableau IV.39 : Paramètres du spectre de réponse.....	138
Tableau IV.40 : Réponses modales maximales sens x	139
Tableau IV.41 : Réponses modales maximales sens y	139
Tableau IV.42 : Les forces sismiques maximales pour chaque modes sens x	140
Tableau IV.43 : Les forces sismiques maximales pour chaque modes sens y.....	140
Tableau IV.44 : Les forces sismiques dans chaque niveau sens x	140
Tableau IV.45 : Les forces sismiques dans chaque niveau sens y.....	141
Tableau IV.46: Calcul des forces sismiques subies par fil sens x-x	142
Tableau IV.47: Calcul des forces sismiques subies par fil sens y-y.....	144
Tableau IV.48 : L'effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque niveau sens x-x	146
Tableau IV.49 : L'effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque niveau sens y-y	147
Tableau IV.50 : Vérification des déplacements inter étages sens x-x.....	148
Tableau IV.51 : Vérification des déplacements inter étages sens y-y.....	148
Tableau IV.52 : Vérification l'effet P- Δ sens x-x.....	149
Tableau IV.53: Vérification l'effet P- Δ sens y-y	149
Tableau V.1: Périodes et facteurs de participation massique du modèle initial.....	153
Tableau V.2 : Vérification de la période du Modèle initial	155
Tableau V.3: Vérification des déplacements inter-étage du modèle initial étages Sens :x-x	156
Tableau V.4: Vérification des déplacements inter-étage du modèle initial étages Sens :y-y	157
Tableau V.5 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle final.....	158
Tableau V.6: Vérification de la période du modèle final.....	159
Tableau V.7 : Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens x-x.....	160
Tableau V.8: Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens y-y.....	160
Tableau V.9 : Vérifications des Sollicitations normales modèle final.....	161

Tableau V.10: Vérification l'effet p- Δ du modèle final Sens x-x.....	163
Tableau V.11 : Vérification l'effet p- Δ du modèle final Sens y-y.....	163
Tableau V.12 : Vérification d'interaction sous charges verticale.....	164
Tableau V.13: Vérification de l'interaction sous charges horizontale.....	164
Tableau V.14 : calcul du moment stabilisant.....	166
Tableau V.15: calcul du moment de renversement.....	166
Tableau V16 : vérification du renversement	166
Tableau VI.1: Situation durable.....	170
Tableau VI.2 : Situation accidentelle	170
Tableau VI.3: Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	171
Tableau VI.4: Ferrailages des poteaux situation durable ($M3^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	172
Tableau VI.5 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M2^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	173
Tableau VI.6: des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	173
Tableau VI.7: Ferrailages des poteaux situation durable ($M3^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	174
Tableau VI.8 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M2^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	175
Tableau VI.9: Ferrailages des poteaux situation durable ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	176
Tableau VI.10: Ferrailages des poteaux situation durable ($M3^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	176
Tableau VI.11 : Ferrailages des poteaux situation durable ($M2^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	177
Tableau VI.12: Choix des armatures des poteaux carrés.....	178
Tableau VI.13: Vérification des contraintes pour les poteaux ($N^{\max}, M^{\text{corr}}$).....	179
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes pour les poteaux ($M3^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	180
Tableau VI.15: Vérification des contraintes pour les poteaux ($M2^{\max}, N^{\text{corr}}$).....	181
Tableau VI.16: Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	182
Tableau VI.17 : Espacements maximales selon RPA99.V.2003.....	184
Tableau VI.18: Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	185
Tableau VI.19: La longueur de recouvrement.....	186
Tableau VI.20 : Tableau de ferrailage des poteaux du Sous Sol.....	188
Tableau VI.21: Vérification des contraintes des poteaux du Sous Sol.....	189
Tableau VI.22: Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).....	192
Tableau VI.23 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).....	192
Tableau VI.24: Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable).....	193

Tableau VI.25: Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle).....	193
Tableau VI.26 : Choix des armatures pour les poutres porteuses	194
Tableau VI.27: Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	194
Tableau VI.28: Vérification de la contrainte de cisaillement.....	195
Tableau VI.29 : Vérification des poutres porteuses	196
Tableau VI.30: Vérification des poutres non porteuses.....	197
Tableau VI.31: Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.....	199
Tableau VI.32 : Vérification de la flèche.....	199
Tableau VI.33: Caractéristique des voiles du sens x-x (RDC).....	211
Tableau VI.34: Caractéristique des voiles du sens y-y (RDC).....	211
Tableau VI.35 : Les contraintes (RDC).....	211
Tableau VI.36: Choix d'armature des voiles du sens x-x(RDC).....	211
Tableau VI.37: Les contraintes (RDC).....	212
Tableau VI.38 : Choix d'armature des voiles du sens y-y (RDC).....	212
Tableau VI.39 : Vérification de l'effort tranchant des voiles.....	212
Tableau VI.40: Vérification de l'effort tranchant des voiles.....	213
Tableau VI.41 : Caractéristique de l'ascenseur	213
Tableau VI.42: Les contraintes de l'ascenseur.....	213
Tableau VI.43: Choix d'armature de l'ascenseur.....	213
Tableau VII.1: Effort normal appliqué sur les fondations.....	219
Tableau VII.2: Sections des semelles filantes.....	220
Tableau VII.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU.....	225
Tableau VII.4: Vérification des contraintes à l'ELS.....	226
Tableau VII.5 : Calcul des moments à l'ELU.....	227
Tableau VII.6 : Calcul des moments à l'ELS.....	227
Tableau VII.7: Ferrailage de panneau le plus sollicité du radier.....	228
Tableau VII.8: Vérification des contraintes.....	228
Tableau VII.9 : vérification des contraintes.....	229
Tableau VII.10: Ferrailage des nervures suivant x-x et y-y.....	229
Tableau VII.11: Vérification des contraintes à l'ELS.....	229
Tableau VII.12 : vérification des contraintes	230

Tableau VII.13 : Espacement des armatures transversales.....	231
Tableau VII.14: Choix des armatures transversales.....	231
Tableau VII.15 : Calcul des moments a ELU.....	235
Tableau VII.16: Ferrailage du voile périphérique	235
Tableau VII.17: Calcul des moments a ELS.....	236
Tableau VII.18 : Vérification des contraintes à l'ELS	237
Tableau VII.19 : Vérification des contraintes à l'ELS final	237
Tableau VII.20 : Ferrailage de panneau débord	238
Tableau VII.21: Vérifications des contraintes du béton et d'acier.....	239

Liste des symboles

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton.
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \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, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement.
- e : Epaisseur.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement..
- d : Hauteur utile.
- F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
- M_u : Moment à l'état limite ultime.
- M_{ser} : Moment à l'état limite de service.
- M_t : Moment en travée.
- M_a : Moment sur appuis.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- f_i : Flèche due aux charges instantanées.
- f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
- I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
- I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
- M : Moment, Masse.
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.
- f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'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'age.
- 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
- A_{cv} : section brute du béton
- V_u : effort tranchant obtenu par le calcul dans la combinaison sismique de calcul
- V_n : effort tranchant nominal de la section transversale dans la direction de l'effort tranchant
- ρ_v : Pourcentages des armatures verticales dans l'âme de mur
- ρ_h : Pourcentages des armatures horizontales dans l'âme du mur
- ρ_n : Pourcentages nominales des armatures dans l'âme de mur
- h_w : hauteur totale du voile mesure à partir de la base jusqu'au sommet de la structure

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two horizontal decorative flourishes, consisting of symmetrical scrollwork and floral patterns, are positioned above and below the central text.

Introduction générale

Introduction générale

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Un calcul de structure vise trois objectifs :

- ❖ **Premièrement** : la structure doit être sécurisée. Toute personne exige d'être en sécurité dans la structure qu'elle occupe. Que celle-ci ne présente pas de risque d'effondrement (**sécurité adéquate**).
- ❖ **Deuxièmement** : la structure doit pouvoir répondre aux besoins pour lesquelles elle a été conçue et ceci pour toute sa durée de vie (**durabilité adéquate**).
- ❖ **Troisièmement** : la structure doit être économique, ce que soit du point de vue coût de construction ou de maintenance dans le temps (**économique adéquate**).

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, Et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement Respecter les normes et les règles en vigueur qui propres à chaque pays.

Dans le cadre de ce projet, nous travaillons sur une comparaison entre le calculer manuel 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 rez-de-chaussée plus six étages plus sous-sol, situé à **Boumedfaa** 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 (par exemple les planchers), 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

Présentation du projet

I. Présentation du projet

I.1. Introduction

L'étude de ce projet comprend la partie conception et calcul des éléments tels que, fondations, Poteaux, poutres, voiles, planchers et le calcul des éléments secondaires (escalier, acrotère, ...) 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 [1]** » et aux règles de béton armé en vigueur (**BAEL91 [2]** et **CBA93 [3]**) 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

Le bâtiment étudié fait partie d'un programme de réalisation de 138 logements promotionnels à Boumedfaa wilaya d'Ain Defla. Le projet est aménagé en 7 blocs et chaque bloc contient 5 étages avec 3 logements de type F3 par palier, le RDC contient 4 locaux et un logement, le Sous SOL contient 2 locaux et 15 places de parking. Les surfaces de ces logements sont regroupées dans le (Tableau I.1) et les surfaces de locaux sont regroupées dans le (tableau I.2). Le bloc étudié dans le cadre du projet du fin d'études (PFE) est de R+6+SOUS-SOL (le bloc origine R+5+SOUS-SOL augmenté par 1 étages).

Tableau .I.1. Surfaces habitables (SH) des différents logements

Désignation	F3 A	F3 B	F3 C
Salon	23.49m ²	18.49 m ²	24.89 m ²
Chambre 1	20.01 m ²	16.92 m ²	14.77 m ²
Chambre 2	16.74 m ²	19.04 m ²	18.49 m ²
Cuisine	15.53 m ²	14.85 m ²	13.21 m ²
S.D.B	6.79 m ²	6.53 m ²	5.97 m ²
W.C	1.98 m ²	1.53 m ²	1.6 m ²
Hall	11.92 m ²	14.47 m ²	14.32 m ²
Séchoir	7.2 m ²	7.68 m ²	5.77 m ²
balcon	6.27 m ²	6.64 m ²	6.76 m ²
Total SH	109.93m²	106.15 m²	105.78 m²

Tableau .I.2. Surfaces des locaux et parking

	Désignation	Surface
RDC	Local 1	68.67 m ²
	Local 2	35.95 m ²
	Local 3	37.73 m ²
	Local 4	39.17 m ²
SOUS-SOL	Local 1	4.44 m ²
	Local 2	4.44 m ²
	Parking	429.33 m ²

I.2.1. Dimensions en élévation

Hauteur de SOUS-SOL3.06m.
 Hauteur de RDC3.23m.
 Hauteur des étages courants3.23m.
 Hauteur totale (sans l’acrotère).....23.46m.
 Hauteur de l’acrotère0,6m.
 Hauteur totale du bâtiment avec acrotère24.06 m.

I.2.2. Dimensions en plan

La Longueur totale suivant (X-X):.....29.7 m.
 La Largeur totale suivant (Y -Y).....23.3 m.

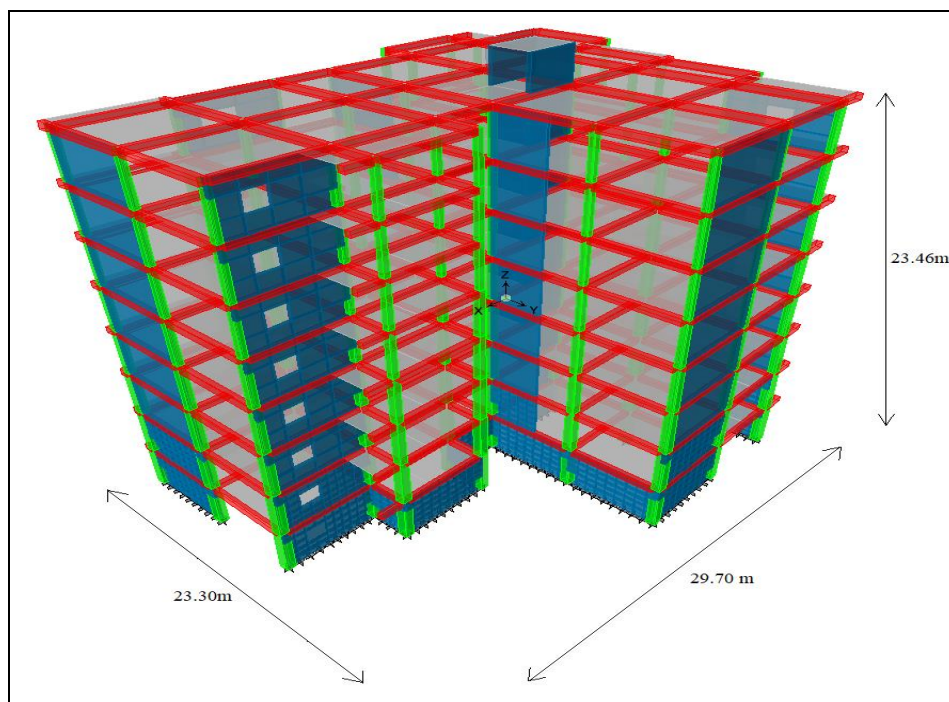


Figure. I.1. Dimensions en plan et en élévation

I.2.3. Données du site

Le projet consiste à étudier les éléments d'une structure d'un bâtiment en béton armé à usage multiple. Le SOUS-SOL à usage de parking, Le RDC à usage de commercial et habitation, les autres niveaux pour l'habitation. Le bâtiment est composé d'un **RDC+ 6 étages+SOUS-SOL**. Cet ouvrage était implanté à la région « **BOUMEDFAA** » qui est classée en zone de sismicité moyenne (**zone IIb**) selon le **RPA99 modifié en 2003** [1].

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 $\bar{\sigma} = 1.5 \text{ bars}$.

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)** [16], de vérifier le dimensionnement de contreventement à tous les niveaux, et de dimensionner le système de fondation, tout cela en respectant la réglementation en vigueur en Algérie (**CBA93...**[3], **RPA99 modifié en 2003** [1]).

I.2.5. Ossature de l'ouvrage

Notre bâtiment dépasse trois niveaux (11 mètres) et est situé en zone IIb. Le contreventement par portique est donc écarté (**article.1.b du RPA99 modifié en 2003** [1]) et le choix va se porter sur un contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier ce qui suit :

- Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre 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 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.

I.2.6. Classification du bâtiment

Selon le (**RPA99 modifié en 2003** [1]) le groupe d'usage de notre ouvrage est de type courant ou d'importance moyenne puisqu'il n'est pas classé dans les groupes 1a, 1b ou 3 et sa hauteur est inférieure à 48 m donc cet ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2.

I.2.7. Planchers

Nous avons opté pour des dalles en corps creux en polystyrène, 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.2.8. Escaliers

Le bâtiment comporte une cage d'escalier du Sous-sol au 6ème étage, l'escalier était constitué de deux volées droites et un palier, donc le type est de (escaliers droits avec paliers), réalisés en béton armé, servent à relier les planchers de tous les étages, afin d'assurer la bonne circulation des usagers.

I.2.9 .Ascenseur

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

I.2.10. 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. Caractéristiques des matériaux**I.3.1. 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 de 1m^3 de béton est:

- 350 kg de ciment CPA 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 2500kg/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**

Dans le cas courant un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais. Ces essais consistent en l'écrasement au moyen d'une presse, d'éprouvettes constituées par des cylindres droits de béton ayant une section de 200 cm^2 ($D= 16 \text{ cm}$) et une hauteur de 32 cm. A partir de la résistance moyenne obtenue, on calcul la résistance caractéristique dans notre cas on prendra comme données :

Le (CBA [3]) préconise pour $j < 28$ jours les équations (1,2).

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

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

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 [2]) avec l'équation (3):

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

Pour le cas de notre étude f_{tj} est égale à 2,1 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 [2]) avec la loi (4).

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

➤ **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... [2]) par la formule (5).

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

Pour notre cas: $f_{cj} = f_{c28} = 25MPa \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20MPa \\ E_{vj} = 10721,40MPa \end{cases}$

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 [2]) 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 [1]) (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**) :

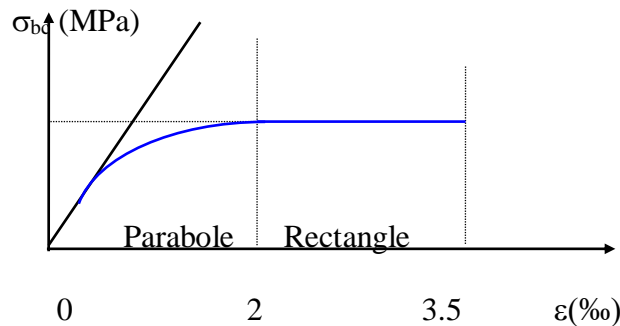


Figure. I.2. Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU

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

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

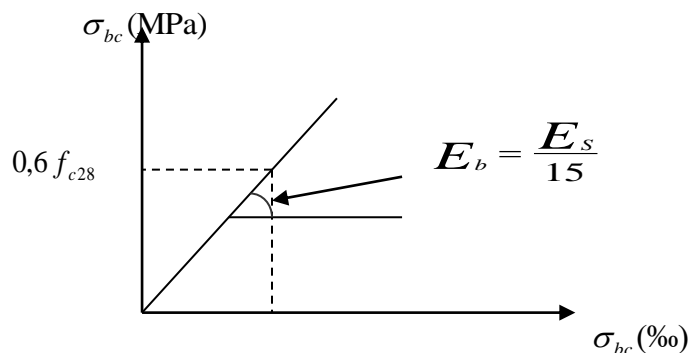


Figure. I.3. Diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

I.3.2 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 $\varnothing = 5$ 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.3**) suivant :

Tableau I. 3: 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 [2]) le Module d'élasticité de l'acier sera pris égale à : $E_s = 2.10^5$ 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 :

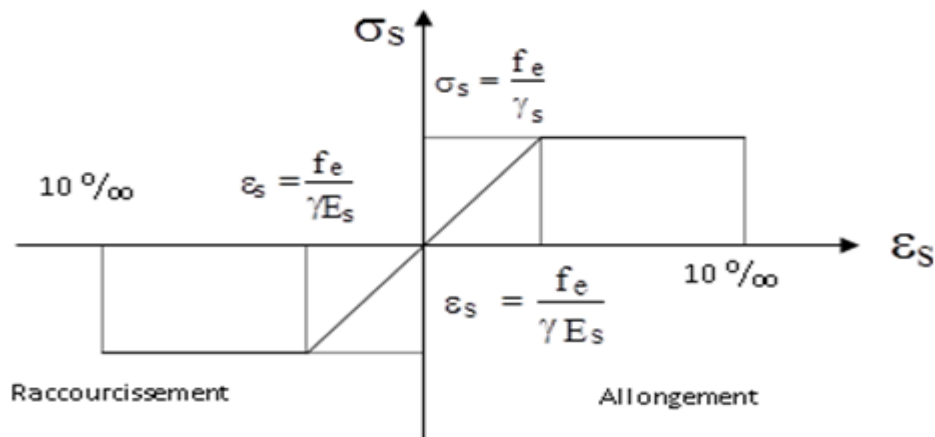


Figure I.4: Diagramme contraintes –déformations de l'acier à L'ELU

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 : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$, $\xi_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$

3.2 État Limite service (ELS) : d'après le (BAEL 91 [2])

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.4. 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.4.1.État limite ultime (ELU)

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

I.4.2. 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.
- Par convention, le coefficient d'équivalence 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.

Conclusion

La structure fait objet de 138 logements promotionnels en R+6+SOUS-SOL implanté à BOUMEDFAA. 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** [1], **BAEL** [2] et **CBA** [3] qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

II.2. Pré dimensionnement de planchers

On adopte pour notre projet un plancher à corps creux, et un plancher en dalle pleine.

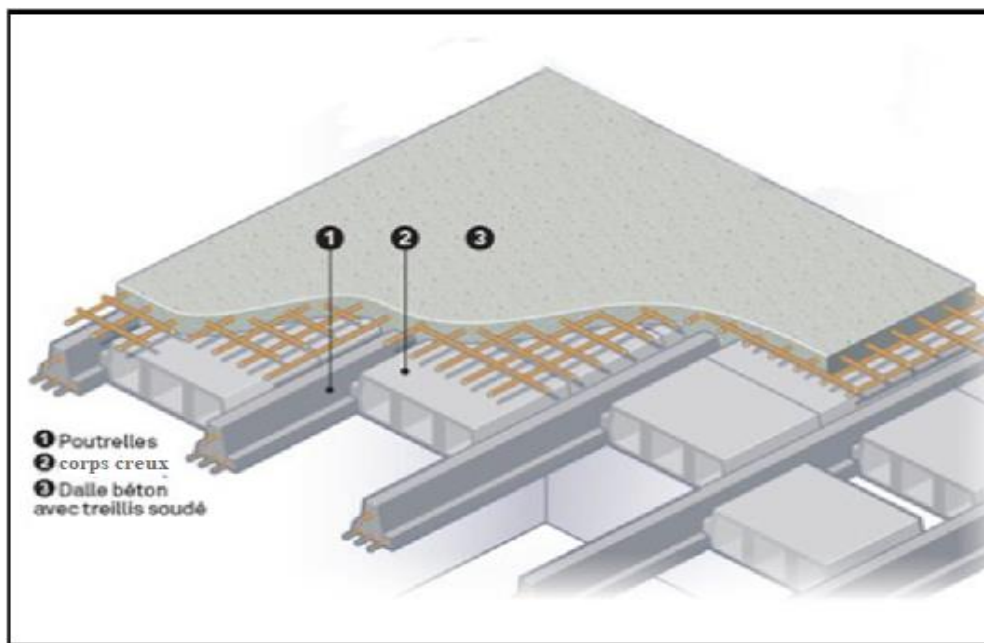


Figure II.1. Coupe plancher à corps creux.

II.2.1. Plancher à corps creux

Les planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec dalle de compression mince en béton armé.

a) L'épaisseur du plancher

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

suivante : $\frac{L}{25} \leq e_t \leq \frac{L}{20}$ 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 :

$$L = 4,90 \text{ m Axe (A:4:5)}$$

$$\frac{490}{25} = e_t \leq \frac{490}{20} \text{ donc : } 19,6 \text{ cm} \leq e_t \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend :

$$e_t = 20 \text{ cm}$$

• On adopte un plancher d'une épaisseur

- $d = 16 \text{ cm}$ (hauteur de corps creux),
- $e = 04 \text{ cm}$ (épaisseur de dalle de compression).

b) Les poutrelles :

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

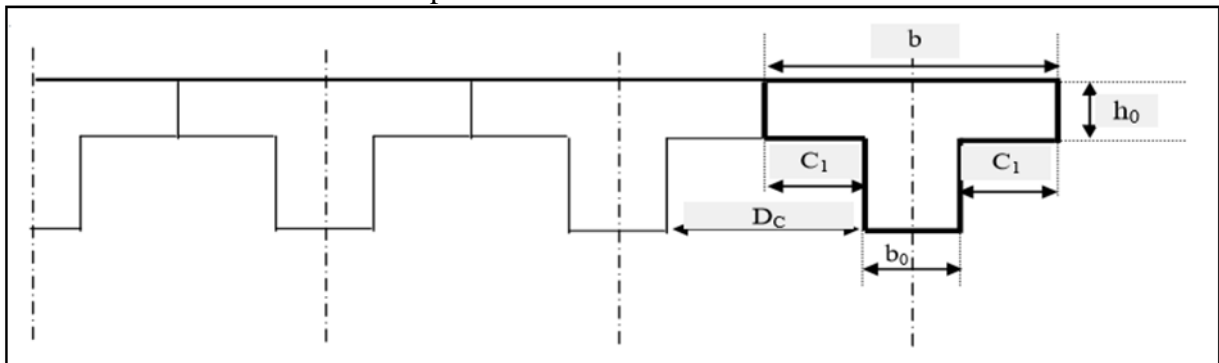


Figure. II.2. Dimension des poutrelles.

• Calcul de la hauteur de la poutrelle

D'après B.A.E.L91 :

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

Avec :

h_t : la hauteur de la poutrelle.

L : la longueur max de la poutre ($L = 5.15 \text{ m}$).

$$\text{Donc : } \frac{490}{25} \leq h_t \leq \frac{490}{20} \quad 19,6 \text{ cm} \leq h_t \leq 24,5 \text{ cm}$$

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

- L'épaisseur du corps creux : $d = 16 \text{ cm}$.
- Epaisseur de la dalle de compression : $h_0 = h_t - d = 20 - 16 = 4 \text{ cm}$
- 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 cm

$$C_1 \leq \min \begin{cases} \frac{Dc}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ \frac{L_{max}}{10} = \frac{490}{10} = 49 \text{ cm} \\ (6; 8)h_0 = 24 \text{ à } 32 \text{ cm} \end{cases}$$

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 :

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

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

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

Avec :

h : l'épaisseur de la dalle.

l_x : la petite portée de la dalle axe (D;E;4).

l_y : la grande portée de la dalle axe (E;4;5).

Les dalles pleines existant dans notre structure sont des balcons.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{290}{490} = 0.59 \geq 0.4 \rightarrow 6.44 \text{ cm} \leq h \leq 8.29 \text{ cm}$$

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.

Soit : $h=20\text{ cm}$

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-Charge permanente (plancher en corps creux)

Tableau II.1. Charge permanente du 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 (16+4)	0.16+0.04	-	2.85
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente G				6,78

b- Charge d'exploitation

$Q= 1,0\text{ kN/m}^2$ (plancher terrasse inaccessible).

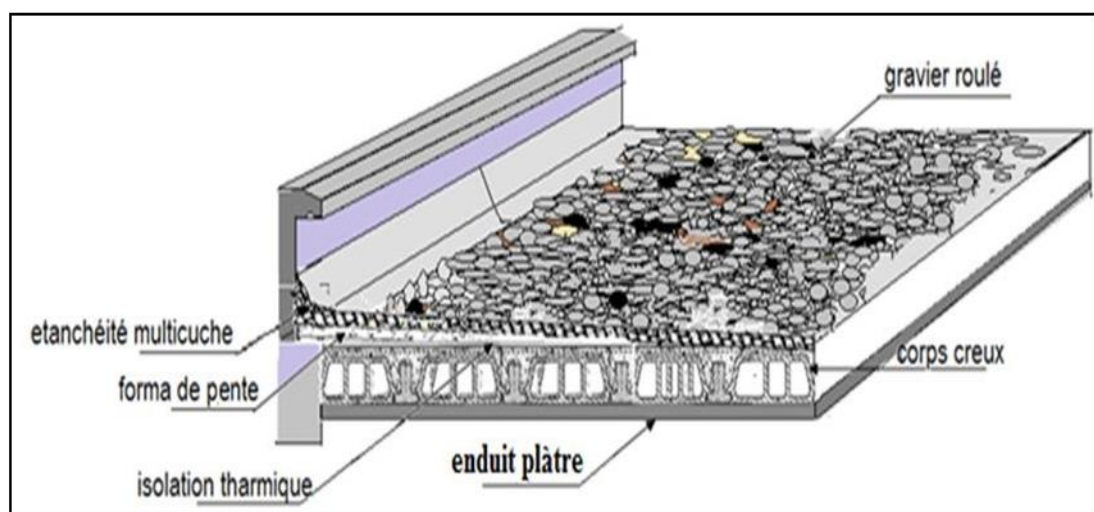


Figure II.3. Coupe du plancher terrasse à corps creux

II-3-2 – Plancher étage courant :

a-Charge permanente (plancher en corps creux)

Tableau II.2. Charges permanentes du plancher courant (corps creux).

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	Plancher (16+4)	0.16+0.04	-	2.85
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloison de distribution	0.10	-	1,00
Charge permanente G				5,21

b- Charge d'exploitation

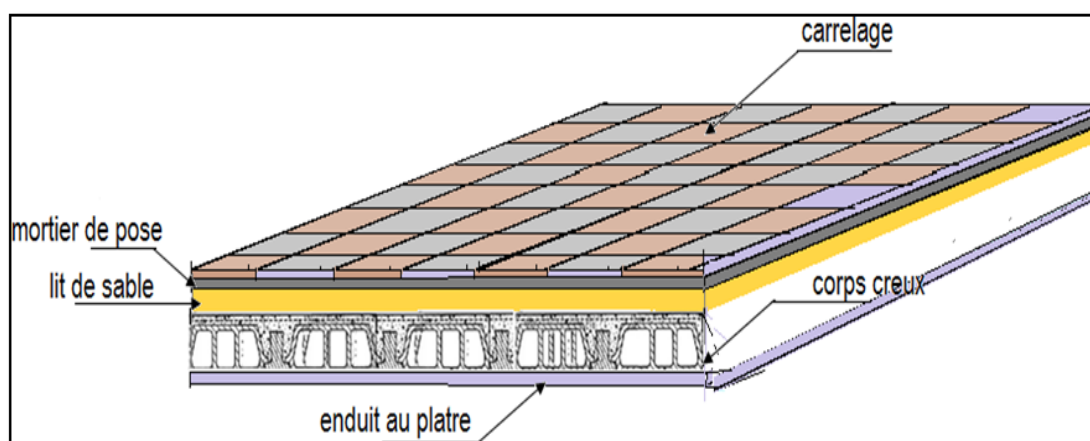
Q=1.50 kN/m²

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

II-3-3 – Maçonnerie :

Murs extérieurs (doubles cloisons) :

Tableau II.3. Charges permanentes du 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 :

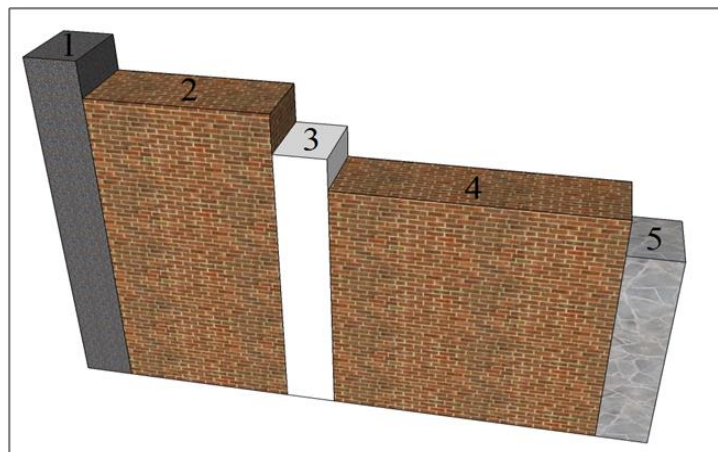


Figure II.5. Constituants d'un mur extérieur

II-3.4 Dalles pleines :

a- Charge permanente

Tableau II.4. Charges permanentes des dalles 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 KN/m² (plancher terrasse)

Q= 1,5KN/m² (plancher courant)

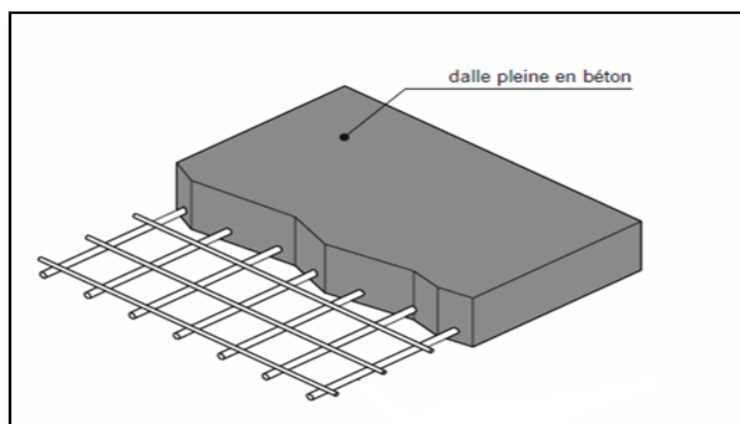


Figure II.6. Coupe du plancher a dalle pleine

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

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

$$G2 = 18 \times 0,02 \times 1,58 = 0,52 \text{ kN/ml.}$$

Charges permanentes → **G = 2,25 kN/ml**

b-Charges d'exploitation → **Q= 1 kN/ml**

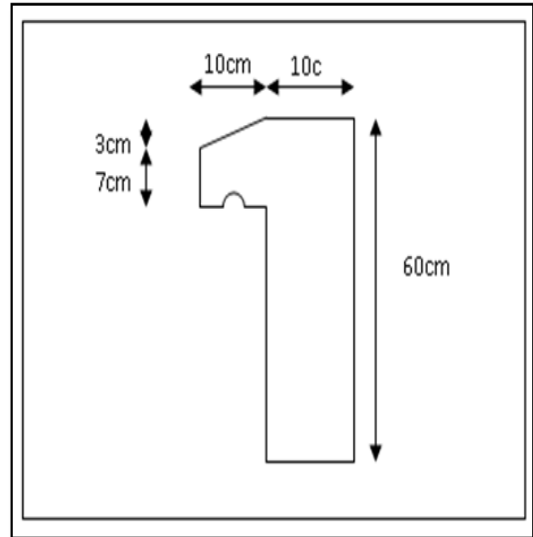


Figure II.7.Dimension de l'acrotère

II-3-6. Escaliers :

(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

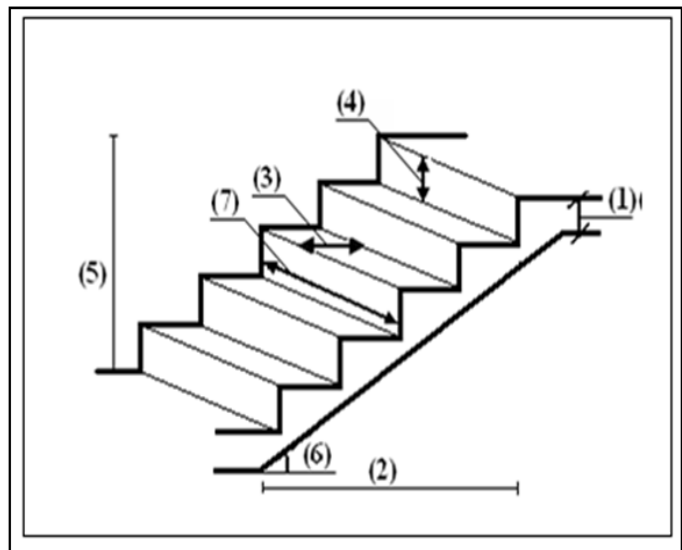


Figure II.8. Les éléments d'escalier

➤ **Les Caractéristiques techniques :**

➤ **Etages courants**

Hauteur : He=3,23 m .

Détermination de nombre de marche et contre marche

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

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

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

En remplace h et g dans la formule de blondel

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

$$n=9.83 \quad \text{on prend} : n=10 \text{ contre marche}$$

$$n-1=9 \text{ marche}$$

$$h=162/10=16.2$$

$$h=16\text{cm}$$

$$g=275/9=30.5\text{cm}$$

$$g=30.5\text{cm}$$

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 64)\text{cm} \\ (16 \leq h \leq 18)\text{cm} \\ (27 \leq g \leq 33)\text{cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 62.5\text{cm} \\ h = 16\text{cm} \\ g = 30.5\text{cm} \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{162}{275} = 0,589 \Rightarrow \alpha = 30.5^\circ$$

Alors :

$$\text{- La longueur de paillasse est égale à : } l = \frac{2.75}{\cos 30.5} = 3.19\text{m}$$

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 :

$$L/30 < e_p < L/20 \quad \text{On a : } l = l_p + 0.45 + 1.5 = 3.19 + 1.5 + 0.45 = 5.19\text{m}$$

$$\Rightarrow 519/30 < e_p < 519/20$$

$$17.13 < e_p < 25.95$$

On prend $e_p=18\text{cm}$

a. Schéma de l'escalier

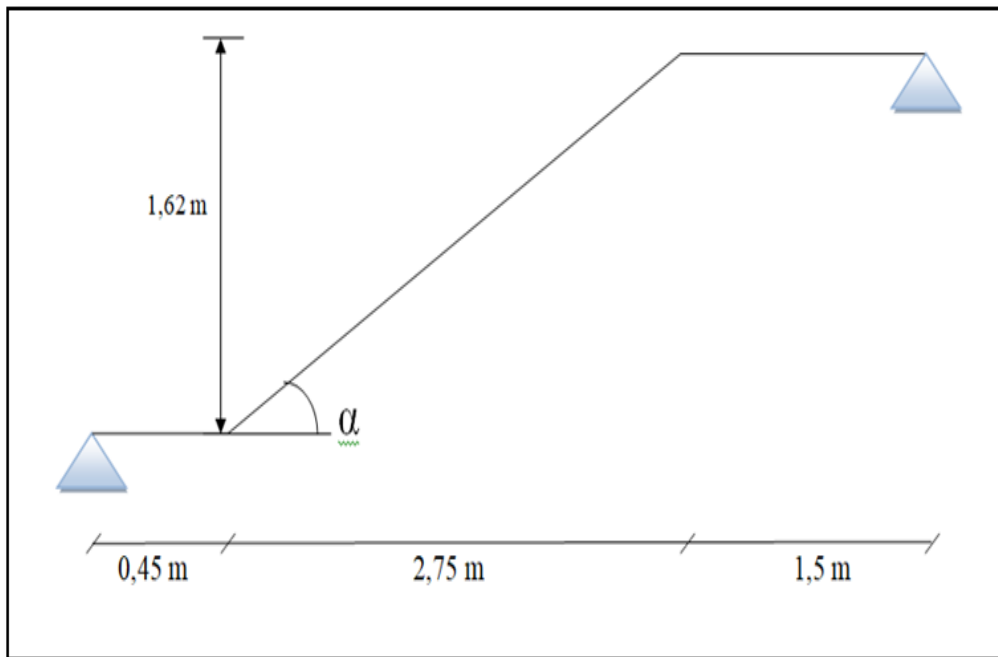


Figure II.9. Schéma statique de l'escalier

a) Charges permanentes

Tableau II.5. Charges permanentes de volée

Chargement	Poids volumique (kN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (kN / ml)
Poids propre de volée :e=18cm	25	$1 \times 0,18 / \cos 30,5^\circ$	5,22
Poids propre du contre marche :e=16cm	25	$1 \times 0,16 / 2$	2,00
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	$0,02 \times 1$	0,36
Poids du garde-corps	/	/	1,00
			G=10.26

b) Charge d'exploitation

Q=2,50kN/ml.

II.3.6.2 Palier

a) Charges permanentes

Tableau II.6. Valeurs de différents chargements de Palier

Chargement	Poids volumique (kN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (kN / ml)
Poids propre du palier (e=18cm)	25	0,18×1	4,5
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
			G=5.7

b) Charge d'exploitation

Q=2,50kN/ml.

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. Image de l'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 3** de type 1000 (charge nominale 1000 kg)
- Capacité** : 1000 kg (13 personnes)

Nous avons deux conditions à vérifier :

a. Résistance à la flexion :

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{220}{50} \leq e \leq \frac{220}{40}$$

$$4.4cm \leq e \leq 5.5 cm$$

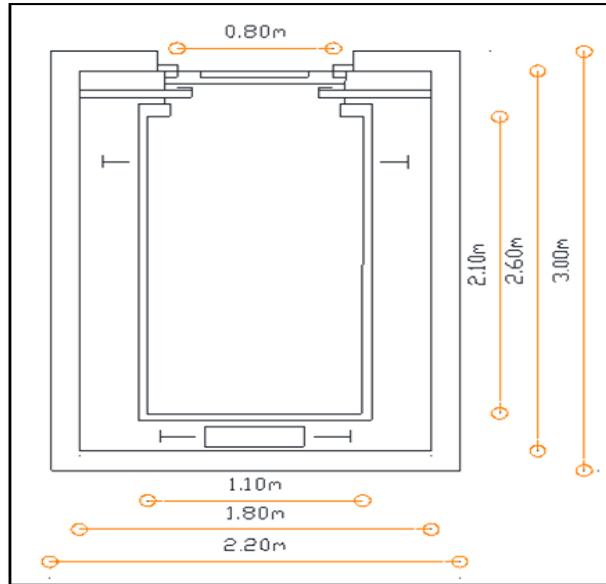


Figure II.11. Dimension de l’ascenseur

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 : $e=25cm$

a)Charges permanentes

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

Chargement	Poids volumique (kN / m ³)	épaisseur (m)	La charge (kN / m ²)
Poids propre de la dalle	25	0,25	6,25
Poids de la machine supportée	-	-	100,00
			106,25

b) Charge d’exploitation

$Q=1,00kN/m^2.$

II.3.8. Balcon :

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

- $e \geq L/10 = 14\text{cm}$ avec $L_{\max} = 1,4\text{m}$

On prend : $e = 17\text{ cm}$.

II.3.8.1. la dalle**a) Charges permanentes**

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=17cm)	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
			G=5,65

b) Charge d'exploitation

Q=3,50kN/m².

II.3.8.2. Garde-corps**a) Charges permanentes**

Tableau II.9. les valeurs de différents chargements du garde-corps de 1ml.

Chargement	Poids volumique (kN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (kN / m)
Brique creuse (e=10cm)	9	0.10	0.9
Enduit en ciment (e=2×2cm)	18	0.04	0.72
			G=1.62

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 BAEL et vérifiées par la suite selon le RPA.

a) Les poutres principales (porteuses) (A :B:3) :

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

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

Avec :

Lmax : la portée la plus grande des poutres

h : la hauteur de la section

b : la largeur de la section.

On a: L = 5.3m.

$$\frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10} \Rightarrow 35.33 \leq h \leq 53 \quad \text{on prend: } \underline{\underline{h = 40cm.}}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \quad \text{on prend: } \underline{\underline{b = 30cm.}}$$

Vérification selon RPA99 modifié en 2003 [1]:

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

c) Les poutres secondaires (non porteuses) : (A :4:5)

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

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

Avec :

Lmax : la portée la plus grande des poutres

h : la hauteur de la section

b : la largeur de la section.

$$\text{On a: } L = 5.3\text{m.} \Rightarrow \frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10} \Rightarrow 35.33 \leq h \leq 53 \quad \text{on prend: } \underline{\underline{h = 40cm.}}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 12 \leq b \leq 28 \quad \text{on prend: } \underline{\underline{b = 30cm.}}$$

Vérification selon RPA99 modifié en 2003 [1]:

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

Conclusion :

Toutes les conditions des RPA99 modifié en 2003 [1] sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc on adopte :

- Des poutres principales : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$
- Des poutres secondaires : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.4.2. Pré dimensionnement des poteaux :

D'après l'article B.8.4.1 du CBA93 [3], 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 à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

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

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 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)

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

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

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

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

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

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

$B_r = 0,066 N_u$ avec : $N_u = 1,35G + 1,5Q$

$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$; On a: $a = b \Rightarrow B_r = (a - 0,02)^2$

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 [4]»

Avec :

n : nombre d'étage.

Q_0 : la structure d'exploitation sur la terrasse.

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

Tableau II.10. Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge
T	Q0	$\Sigma 0=Q0$	1
P02	Q1	$\Sigma 1=Q0+Q1$	2.5
P03	Q2	$\Sigma 2=Q0+0,95(Q1+Q2)$	3.85
P04	Q3	$\Sigma 3=Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)$	5.05
P05	Q4	$\Sigma 4=Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)$	6.1
P06	Q5	$\Sigma 5=Q0+0,8(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)$	7
RDC	Q6	$\Sigma 6=Q0+0,75(Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)$	7.75
S-SOL	Q7	$\Sigma 7=Q0+0,71(Q1+..... +Q7)$	10.23

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

A. Poteau central Axe (E;7):

$$S_1=23.275m^2$$

$$S_T=27.14m^2$$

- Charges permanente :

Niveau 1 (T)	Poids plancher terrasse	$G_{PT}=6,78 \times 23.275=157.8kN$
	Poids des poutres porteuse	$G_{PP}=0,40 \times 0,30 \times 4.75 \times 25=14.25kN$
	Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP}=0,40 \times 0,30 \times 4.9 \times 25=14.7kN$
	Poids du poteau	$G_P=0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3.23 =12.92kN$
		$G_1=199.67kN$

Niveau 2, 3, 4, 5, 6 et 7:	Poids plancher courant	$G_{PT}=5,21 \times 23.275=121.26kN$
	Poids des poutres porteuse	$G_{PP}=0,40 \times 0,30 \times 4.75 \times 25=14.25kN$
	Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP}=0,40 \times 0,30 \times 4.9 \times 25=14.7kN$
	Poids du poteau	$G_P=0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3.23 =12.92kN$
		$G_2=163.13 kN$

Niveau 8(S-SOL) :	Poids plancher courant	$G_{PT}=5,21 \times 23.275=121.26kN$
	Poids des poutres porteuse	$G_{PP}=0,40 \times 0,30 \times 4.75 \times 25=14.25kN$
	Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP}=0,40 \times 0,30 \times 4.9 \times 25=14.7kN$
	Poids du poteau	$G_P=0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3.06 =12.24kN$
		$G_3=162.45kN$

- Charges d'exploitations :

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

Niveaux	Q (kN/m ²)	NQ (kN)
N1	1	27.14
N2	2.5	67.85
N3	3.85	104.489
N4	5.05	137.057
N5	6.1	165.554
N6	7	189.98
RDC	7.75	210.335
S-SOL	10.23	277.642

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

On majoré l'effort normale à 15%. Parce que le poteau central a voisinage de deux poteau de rive :

$$N'_G = 1.15 \times N_G$$

Tableau II.12. Choix des sections des poteaux centraux

NIV	G (kN)	N _G (kN)	N' _G (kN)	N _Q (kN)	N _U (kN)	B _r (cm ²)	a (cm)	RPA (cm ²)	Choix (cm ²)
PT	199,67	199,67	229,62	27,14	350,7	231,46	17,21	30×30	30x30
P02	163,13	362,8	417,22	67,85	665,02	438,91	22,95	30×30	30x30
P03	163,13	525,93	604,82	104,49	973,24	642,34	27,34	30×30	30x30
P04	163,13	689,06	792,42	137,06	1275,35	841,73	31,01	30×30	35x35
P05	163,13	852,19	980,02	165,55	1571,36	1037,1	34,20	30×30	35x35
P06	163,13	1015,3 2	1167,62	189,98	1861,25	1228,42	37,05	30×30	40x40
RDC	163,13	1178,4 5	1355,22	210,34	2145,05	1415,73	39,63	30×30	40×40
S.Sol	162,45	1340,9	1542,04	277,64	2498,21	1648,81	42,61	30×30	45x45

B. Poteau de rive Axe (F;7):

$$S_2 = 12.31 \text{ m}^2$$

$$S_T = 15.52 \text{ m}^2$$

- Charges permanente :

Niveau 1 (T)	Poids plancher terrasse	$G_{PT}=6,78 \times 12.31=83.46\text{kN}$
	Poids des poutres porteuse	$G_{PP}=0,40 \times 0,30 \times 2.72 \times 25=8.16\text{kN}$
	Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP}=0,40 \times 0,30 \times 4.9 \times 25=14.7\text{kN}$
	Poids du poteau	$G_P=0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3.23=12.92\text{KN}$
	Poids de acrotère :	$G_a=2.27 \times 5.33=12.1$
	Poids de balcon :	$G_b=6.78 \times 0.425 \times 2.45=7.06\text{kN}$
		$G_1=138.35\text{kN}$
Niveau 2, 3, 4, 5, 6 et 7	Poids plancher courant	$G_{PT}=5.21 \times 12.31=83.46\text{kN}$
	Poids des poutres porteuse	$G_{PP}=0,40 \times 0,30 \times 2.72 \times 25=8.16\text{kN}$
	Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP}=0,40 \times 0,30 \times 4.9 \times 25=14.7\text{kN}$
	Poids du poteau	$G_P=0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3.23=12.92\text{KN}$
	Poids de mur extérieurs :	$G_m=2.76 \times 5.33 \times 2.83=12.31$
	Poids de balcon :	$G_b=5.21 \times 0.425 \times 2.45=7.06\text{kN}$
	Poids de garde-corps :	$G_g=1.62 \times 3.27=5.3\text{ KN}$
		$G_2=143.91\text{ kN}$
Niveau 8 (S-sol)	Poids plancher s-sol	$G_{PT}=5.21 \times 12.31=83.46\text{kN}$
	Poids des poutres porteuse	$G_{PP}=0,40 \times 0,30 \times 2.72 \times 25=8.16\text{kN}$
	Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP}=0,40 \times 0,30 \times 4.9 \times 25=14.7\text{kN}$
	Poids du poteau	$G_P=0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3.06=12.24\text{kN}$
	Poids de mur extérieurs :	$G_m=2.76 \times 5.33 \times 2.83=12.31$
	Poids de balcon :	$G_b=5.21 \times 0.425 \times 2.45=7.06\text{kN}$
	Poids de garde-corps :	$G_g=1.62 \times 3.27=5.3\text{ KN}$
		$G_3=143.23\text{kN}$

- Charges d'exploitations :

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

Niveaux	Q(kN /m2)	N _Q (kN)
N1	1	15,52
N2	2.5	38,8
N3	3.85	59,752
N4	5.05	78,376
N5	6.1	94,672
N6	7	108,64
RDC	7.75	120,28
S-SOL	10.23	158,7696

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

Pas de majoration de l'effort normale à 15%. Parce que le poteau est un poteau de rive :

$$N'_G = 1 \times N_G$$

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

NIV	G (kN)	N _G (kN)	N' _G (kN)	N _Q (kN)	N _U (kN)	B _r (cm ²)	a (cm)	RPA (cm ²)	Choix (cm ²)
PT	138,35	138,35	138,35	15,52	210,05	138,63	13,77	30×30	30x30
P02	143,91	282,26	282,26	38,8	439,25	289,91	19,03	30×30	30x30
P03	143,91	426,17	426,17	59,75	664,96	438,87	22,95	30×30	30x30
P04	143,91	570,08	570,08	78,38	887,17	585,53	26,20	30×30	30x30
P05	143,91	713,99	713,99	94,67	1105,89	729,89	29,02	30×30	30x30
P06	143,91	857,9	857,9	108,64	1321,13	871,94	31,53	30×30	35x35
RDC	143,91	1001,81	1001,81	120,28	1532,86	1011,69	33,81	30×30	35x35
S.Sol	143,23	1145,04	1145,04	158,77	1783,96	1177,41	36,31	30×30	40x40

C. Poteau d'angle Axe (D;8):

$$S_3 = 6\text{m}^2$$

$$S_T = 7.96\text{m}^2$$

- Charges permanente :

Niveau 1 (T)	Poids plancher terrasse	$G_{PT} = 6,78 \times 6 = 40.68$
	Poids des poutres porteuse	$G_{PP} = 0,40 \times 0,30 \times 2.45 \times 25 = 7.35\text{kN}$
	Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP} = 0,40 \times 0,30 \times 2.45 \times 25 = 7.35\text{kN}$
	Poids du poteau	$G_P = 0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3.23 = 12.92\text{KN}$
	Poids de acrotère :	$G_a = 2.27 \times 5.7 = 12.94$
		G₁ = 81.24kN
Niveau 2, 3, 4, 5, 6 et 7:	Poids plancher courant	$G_{PT} = 5.21 \times 6 = 31.26\text{kN}$
	Poids des poutres porteuse	$G_{PP} = 0,40 \times 0,30 \times 2.45 \times 25 = 7.35\text{kN}$
	Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP} = 0,40 \times 0,30 \times 2.45 \times 25 = 7.35\text{kN}$
	Poids du poteau	$G_P = 0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3.23 = 12.92\text{KN}$
	Poids de mur extérieurs :	$G_m = 2.76 \times 4.9 \times 2.83 = 38.27\text{kn}$
		G₂ = 97.15 kN
Niveau 8 (S-sol)	Poids plancher courant	$G_{PT} = 5.21 \times 6 = 31.26\text{kN}$
	Poids des poutres porteuse	$G_{PP} = 0,40 \times 0,30 \times 2.45 \times 25 = 7.35\text{kN}$
	Poids des poutres non porteuse	$G_{PNP} = 0,40 \times 0,30 \times 2.45 \times 25 = 7.35\text{kN}$

Poids du poteau $G_p=0,40 \times 0,40 \times 25 \times 3,06=12,24\text{KN}$

Poids de mur extérieurs : $G_m= 2,76 \times 4,9 \times 2,83=38,27\text{kn}$

$G_3=96,47\text{kN}$

- Charges d'exploitations :

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

Niveaux	Q (kN /m2)	NQ (kN)
N1	1	7,96
N2	2.5	19,9
N3	3.85	30,646
N4	5.05	40,198
N5	6.1	48,556
N6	7	55,72
RDC	7.75	61,69
S-SOL	10.23	81,4308

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

Pas de majoration de l'effort normale Parce que le poteau d'angle est un poteau de rive :

$$N'_G=1 \times N_G$$

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

NIV	G (kN)	N _G (kN)	N' _G (kN)	N _Q (kN)	N _U (kN)	B _r (cm ²)	a (cm)	RPA (cm ²)	Choix (cm ²)
PT	81,24	81,24	81,24	7,96	121,61	80,27	10,96	30×30	30x30
P02	97,15	178,39	178,39	19,9	270,68	178,65	15,36	30×30	30x30
P03	97,15	275,54	275,54	30,65	417,95	275,85	18,60	30×30	30x30
P04	97,15	372,69	372,69	40,20	563,43	371,86	21,28	30×30	30x30
P05	97,15	469,84	469,84	48,56	707,12	466,70	23,60	30×30	30x30
P06	97,15	566,99	566,99	55,72	849,02	560,35	25,67	30×30	30x30
RDC	97,15	664,14	664,14	61,69	989,12	652,82	27,55	30×30	30x30
S.Sol	96,47	760,61	760,61	81,43	1148,97	758,32	29,53	30×30	30x30

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
3.23	6 ^{eme}	30*30
3.23	5 ^{eme}	30*30
3.23	4 ^{eme}	30*30
3.23	3 ^{eme}	35*35
3.23	2 ^{eme}	35*35
3.23	1 ^{er}	40*40
3.23	RDC	40*40
3.06	S.Sol	45*45

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 [1] 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 [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.

he : hauteur d'étage libre

he : h - min (hp ; hs).

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage he 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) [1].

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

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

Pour S-Sol :

$$h_{l\ s.sol} = 306 - 40 = 266 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq h/25 \Rightarrow e \geq 10.64 \text{ cm.} \\ e \geq h/22 \Rightarrow e \geq 12.09 \text{ cm.} \\ e \geq h/20 \Rightarrow e \geq 13.3 \text{ cm.} \\ e \geq \max(e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20) \\ e \geq \max(15; 10.64; 12.09; 13.3). \\ e \geq 15 \text{ cm. on adopte que : } \mathbf{e=20cm.} \end{array} \right.$$

Pour les autres étages :

$$h_{l\ ec} = 323 - 40 = 283 \text{ cm.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq h/25 \Rightarrow e \geq 11.32 \text{ cm.} \\ e \geq h/22 \Rightarrow e \geq 12.86 \text{ cm.} \\ e \geq h/20 \Rightarrow e \geq 14.15 \text{ cm.} \\ e \geq \max(e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20) \\ e \geq \max(15; 11.32; 12.86; 14.15). \\ e \geq 15 \text{ cm. on adopte que : } \mathbf{e=20cm.} \end{array} \right.$$

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 : $L_{\text{Min}} = 100 \text{ cm} > 4 e = 68 \text{ cm}$ (vérifié)
- Sens transversal : $L_{\text{Min}} = 100 \text{ cm} > 68 \text{ cm.}$ (Vérifié)

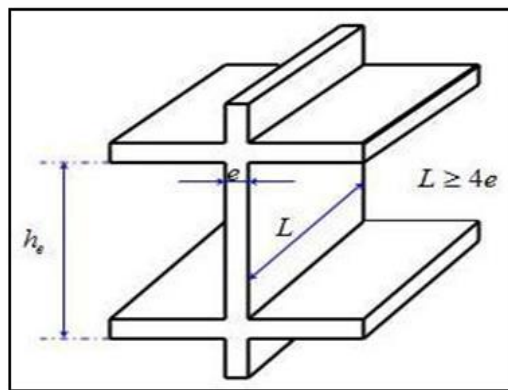


Figure II.12. Coupe de voile en élévation.

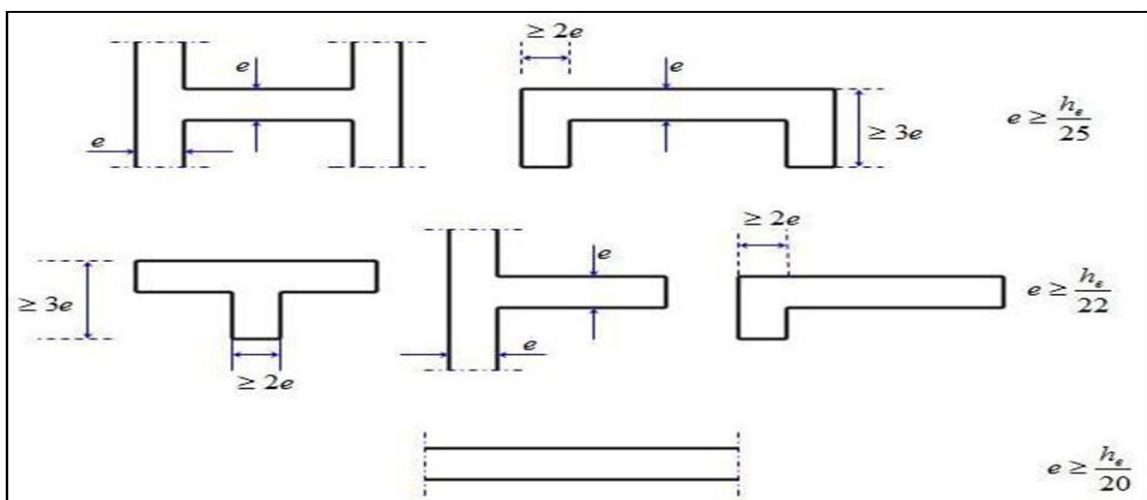


Figure II.13. Coupe des voiles en plan.



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 [2]** » en respectant le règlement parasismique Algérien « **RPA99 modifié en 2003 [1]** ».

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 1m linéaire.

Schéma statique :

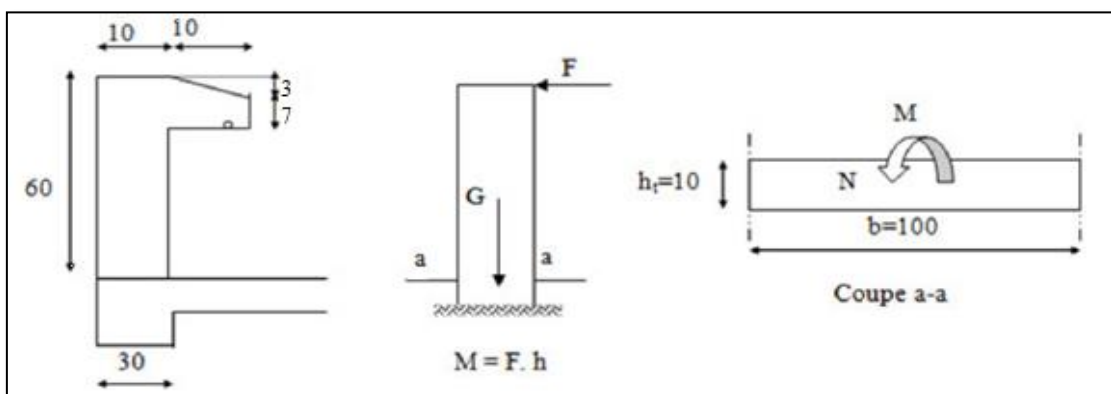


Figure III.1. Coupe transversale de l'acrotère.

III.2.1. Evaluation des charges :

1. Charges permanentes :

D'après le chapitre 2 on a : $G=2,193\text{kN/ml}$

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

3. Des forces horizontales (F_p) :

D'après le **RPA99 modifié en 2003 (Article 6.2.3)[1]** les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4.A.C_P.W_P$$

A: Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4.1) du RPA suivant la zone sismique (zone IIb) et le groupe d'usage du bâtiment (groupe2) : $A = 0.20$

C_P : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 dans le tableau (6.1)

$C_P = 0,80$ (élément en console)

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

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

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

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	$T_u = 1.5 \times Q = 2.16 \text{ kN /ml}$	$T_{ser} = 1.44 \text{ kN /m}$
Moment fléchissant	$M_u = 1.5 \times Q \times H = 1.3 \text{ kN.ml}$	$M_{ser} = 0.86 \text{ kN.m}$

III-2-3 Ferrailage :

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec :

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

- 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^{eme} ordre due au flambement ; $e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha.\psi)$
 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

$$e_0 = M_u / N_u = 1.3 / 3.04 = 0.43\text{m}$$

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

b) Excentricité de 2^{eme} ordre

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

$$\text{Donc : } e = 43 + 2 + 0.86 = 45.86\text{ cm}$$

$$e = 45.86\text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \Rightarrow$$

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

$$M_f = N_u \cdot e_A$$

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

$$e_A = e_0 + (d - h/2) = 43 + (9 - 10/2) = 49\text{ cm}$$

$$M_f = 3.04 \times 0.49 = 1.49\text{ kN.m}$$

$$A_s = A_{sf} - N / \sigma$$

Tableau III.2.Ferraillage de l'acrotère

	Acrotère
$M_f(\text{KN.m})$	1,49
μ	0.013
$\mu < \mu_{lu}$	Oui
$A_s'(\text{cm}^2)$	0
α	0.016
$Z(\text{cm})$	8.94
$A_{sf}(\text{cm}^2)$	$\begin{cases} A_{sf1} = 0\text{cm}^2 \\ A_{sf2} = 0,48\text{cm}^2 \end{cases}$
$A_s(\text{cm}^2)$	$\begin{cases} A_{s1} = 0\text{cm}^2 \\ A_{s2} = 0,39\text{cm}^2 \end{cases}$
Choix	4T8
$A_s(\text{cm}^2)$	2.01
$S_t(\text{cm})$	25
$A_r(\text{cm}^2)$	0.5
Choix	4T8
$A_r(\text{cm}^2)$	2.01
S_t	15

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

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

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

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

III.2.4.Vérification à l'E.L.S

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,89}{2,25} = 38,22\text{cm}$$

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 :
$$e_A = \frac{0.86}{2.25} + \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.4222m$$

Alors : $C = d - e_A = 9 - 42,22 = -33,22cm \quad (C < 0)$

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 :

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

Avec :
$$\begin{cases} n = 15 \text{ Coefficient t d'équivalence du béton armée.} \\ p = -3C^2 + 6n \cdot (C - c') \cdot \frac{A_s}{b} + 6n \cdot (d - C) \cdot \frac{A_s}{b} = -3298,04cm^2 \\ q = -2C^3 - 6n \cdot (C - c')^2 \frac{A_s}{b} - 6n \cdot (d - C)^2 \cdot \frac{A_s}{b} = 67852,52cm^3 \end{cases}$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27} \right) = -7,1 \times 10^8$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,93 \Rightarrow \varphi = 158,55^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 66,31$$

$$y_1 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120 \right) = -65,79$$

$$y_2 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} \right) = 40,04$$

$$y_3 = a \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240 \right) = 25,75$$

La solution qui convient est : $y_c = 40,04cm$

D'où : $0 < y_{ser} = y_c + c < d$

$$0 < y_{ser} = 40,04 - 33,22 = 6,82cm$$

Donc :
$$\begin{cases} y_{ser} = 6,82cm \\ y_c = 40,04cm \end{cases}$$

Le moment d'inertie : $n=15$

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

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)

$$\begin{cases} \sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \text{Max}(0,5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201.63MPa \dots \dots \dots \text{Acier tendu} \\ \sigma'_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} fe; \text{Max}(0,5 fe; 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \right) = 201.63MPa \dots \dots \dots \text{Acier comprimé} \end{cases}$$

Tableau III.3. Vérification à l'ELS

		N _{ser} (kN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa) σ _s	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} σ _s ≤ σ̄ _s
Béton		2,25	2,01	$\begin{cases} y_{ser} = 6,82cm \\ y_c = 40,04cm \end{cases}$	10717.1	0,57	CV
Acier	Tendu					2,75	CV
	Comprimé					6,08	

III.2.4. Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivant

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c28}; 4MPa\} \\ \tau_u = 0.024MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \dots \dots CV \end{cases}$$

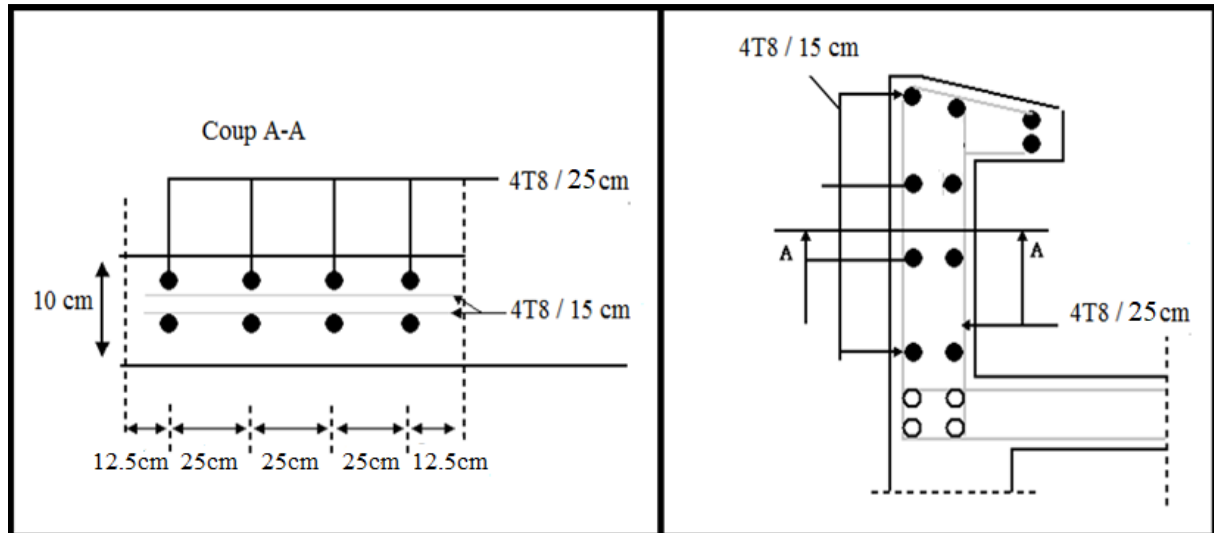


Figure III.2. Schéma de ferrailage de l'Acrotère.

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 1m linéaire.

III.3.2. Les charges :

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

Charges permanentes : $G = 5.65 \text{ kN /m}^2$

Surcharge dus à la main courante : $Q_m = 1 \text{ kN /m}$

Charges de garde de corps : $G_{gc} = 1.62 \text{ kN /m}$

III.3.2.1 Combinaisons des charges :

Pour bande de 1 ml, on a :

ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 5.65 + 1.5 \times 3.5) = 12.88 \text{ kN /ml}$$

$$P_u = 1.35 \times G_{gc} \times h_{gc} = 1.35 \times 1.62 \times 1 = 2.19 \text{ kN}$$

$$M_{mc,u} = 1.5 \times Q_m \times h_{gc} = 1.5 \times 1 \times 1 = 1.5 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$q_s = (G+Q) = (5.65+3.5) = 9.15 \text{ kN/ml}$$

$$P_s = G_{gc} \times h_{gc} = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ kN}$$

$$M_{mc.s} = Q_m \times h_{gc} = 1 \times 1 = 1 \text{ kN.m}$$

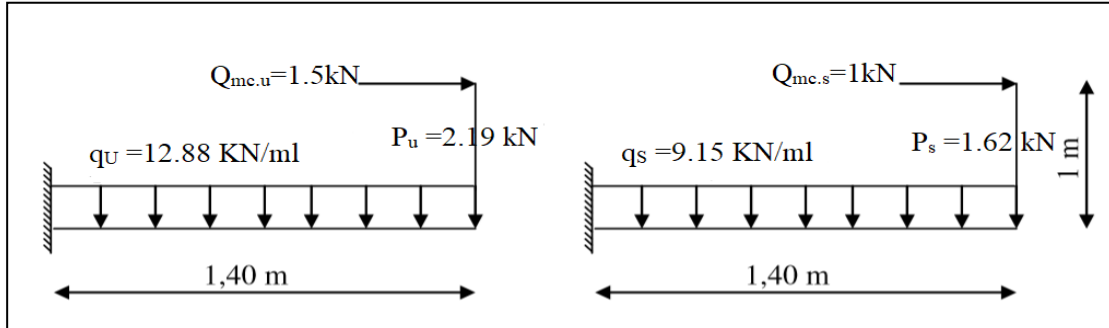


Figure III.3. Schéma des charges appliquées sur le balcon.

III.3.3 Calcul des efforts internes :

❖ PAR RDM

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

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

III.3.4 Diagramme des efforts internes :

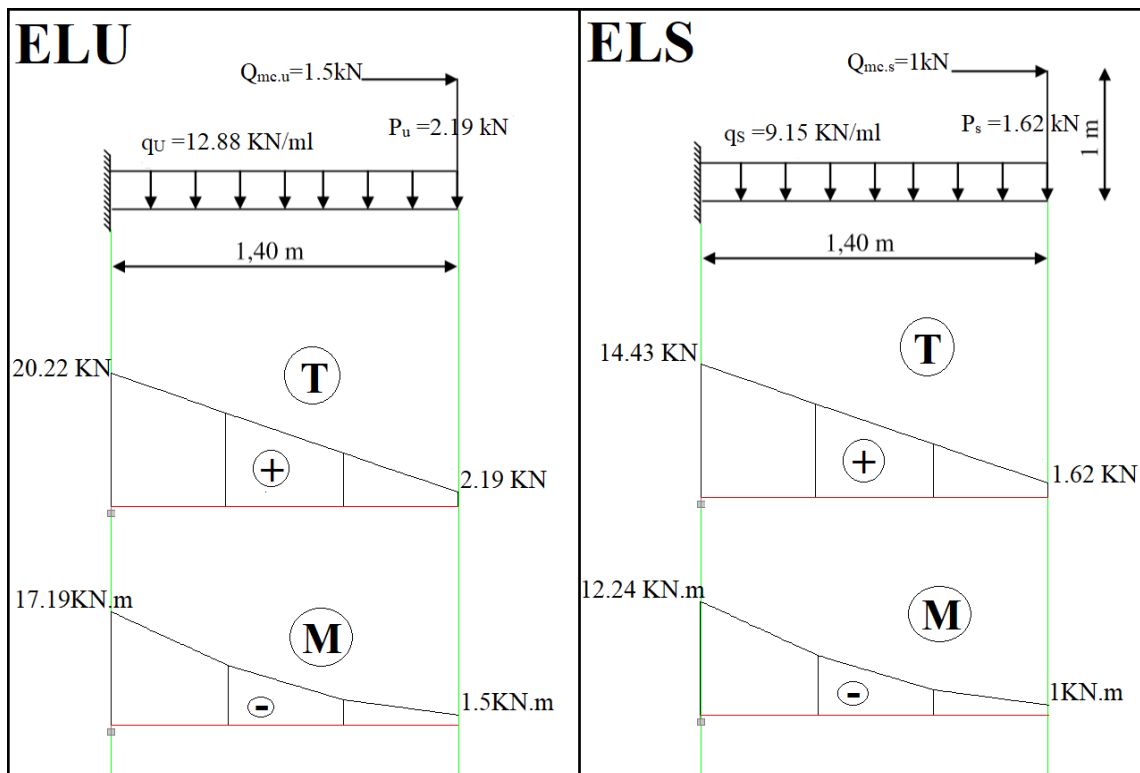


Figure III.4. Diagramme des sollicitations

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 17) cm²

Données : $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2,1$ MPa ; $f_{bc} = 14,17$ MPa ; $d = 15,3$ cm ; $f_e = 400$ 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)
17,19	0,052	OUI	0	0,067	14,89	3,32	5T10	3,93	20

$$S_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (33 \text{ et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22 \text{ et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 33 \text{ cm} \\ \text{Espacement vérifier} \\ 22 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• **Armatures De Répartition**

$$A_s/4 \leq A_r \leq A_s/2 \Rightarrow 0,785 \leq A_r \leq 1,57 \text{ cm}^2$$

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

III.3.6. Vérifications

a. condition de non fragilité

$$A_s \text{ min} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 100 \times 15,3 \times (2,1/400)$$

$$A_s \text{ min} = 1,85 \text{ cm}^2$$

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

Condition vérifiée.

b. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que :

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

$$\tau_u^{\text{max}} = \frac{Tu^{\text{max}}}{bd} = \frac{20,22 \times 10^3}{1000 \times 153} = 0,132 \text{ MPa}$$

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

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 :

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

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

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

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

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)	σ _b < σ̄ _b	σ _s (Mpa)	σ _s < σ̄ _s
12,24	3,93	3.698	9620.74	4.86	vérifié	221.41	vérifié

d. Vérification de la flèche

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

1. $\frac{h}{L} = \frac{17}{140} = 0.12 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ vérifié.

2. $\frac{A_s}{bd} = \frac{3.39}{100 \times 15.3} = 0.0026 \leq \frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ vérifié.

3. $\frac{h}{L} = \frac{17}{140} = 0.12 \geq \frac{M_T}{10M_0} = \frac{12.24}{10 \times 12.24} = 0.1$ vérifié.

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

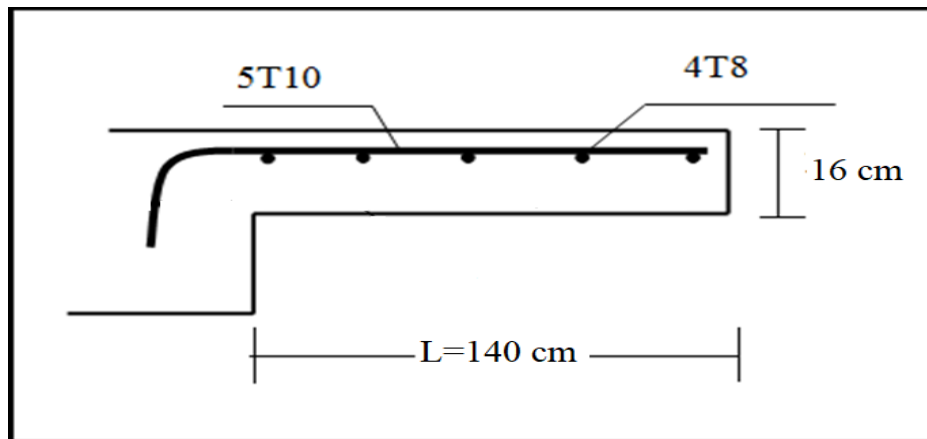


Figure III.5. Schéma de ferrailage des balcons

III-4-Les escaliers :

III-4-1Introduction :

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 deux paillasse, et les marches sont droites pour faciliter l'exécution.

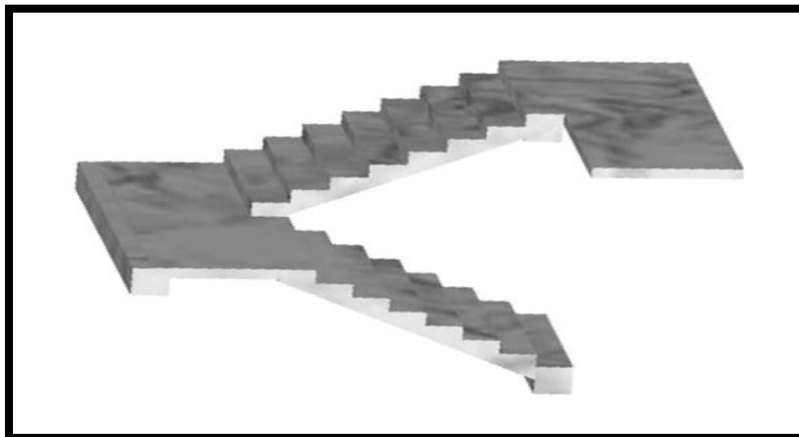


Figure III.6. Schéma de l'escalier

III.4.2.Caractéristiques techniques d'escalier :

D'après chapitre 02 on a :

- ❖ Hauteur d'étage : $H_e=3.23$ m
- ❖ Hauteur de la volée : $H= 1.62$ m
- ❖ Hauteur de la contre marche : $h=16$ cm
- ❖ Giron : $g=30.5$ cm
- ❖ L'inclinaison de la paillasse : $\alpha = 30.5^\circ$
- ❖ L'épaisseur de la paillasse : $e_p=18$ cm

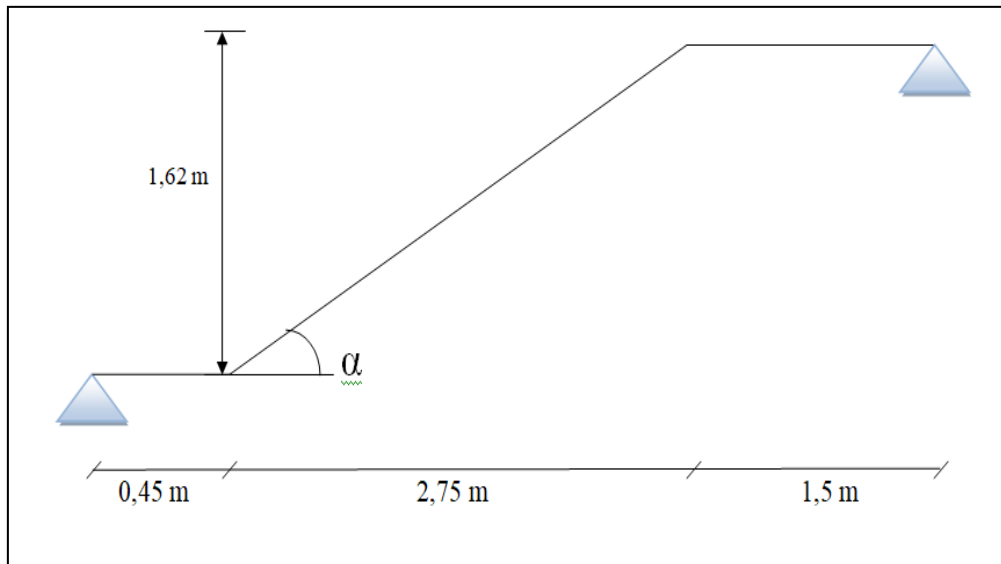


Figure III.7. Schéma statique de l'escalier

III.4.3 Evaluation Des Charges :

a. Palier :

1. Charges permanente : $G_1=5,7 \text{ kN /m}^2$
2. Charge d'exploitation : $Q_1=2,50 \text{ kN /m}^2$

b.volée :

1. Charges permanente : $G_2=10,26 \text{ kN /m}^2$
2. Charge d'exploitation : $Q_2=2,50 \text{ kN /m}^2$

III.4.4. Combinaison Des Charges

$$\begin{array}{ll} \text{E.L.U :} & q_{u1}=1,35G_1+1,5Q_1 \\ & q_{u2}=1,35G_2+1,5Q_2 \end{array} \quad \begin{array}{ll} \text{E.L.S :} & q_{ser1}=G_1+Q_1 \\ & q_{ser2}=G_2+Q_2 \end{array}$$

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	5,7	2,50	11,45	8,2
Volée	10,26	2,50	17,60	12,76

Schéma statique ELU:

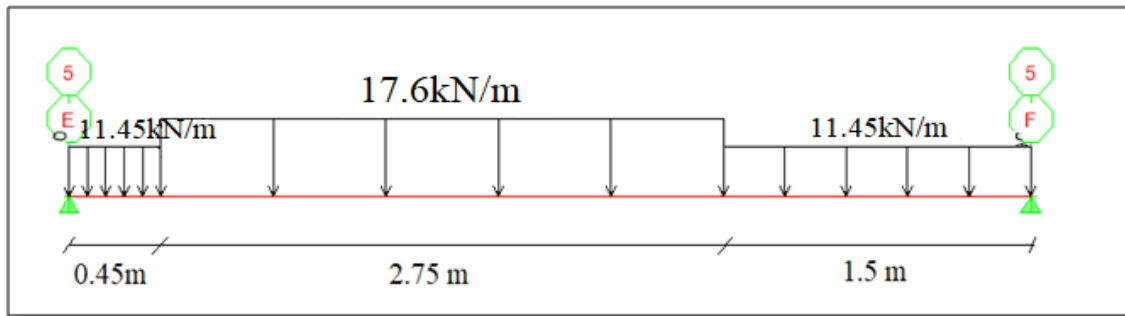


Figure III.8. Schéma statique d'escalier a E.L.U

Schéma statique ELS:

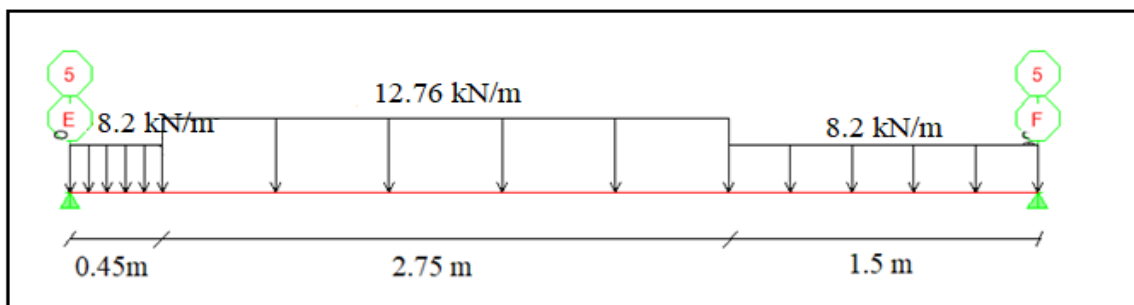


Figure III.9. Schéma statique d'escalier a E.L.S

III.4.5. Diagramme Des Efforts Internes :

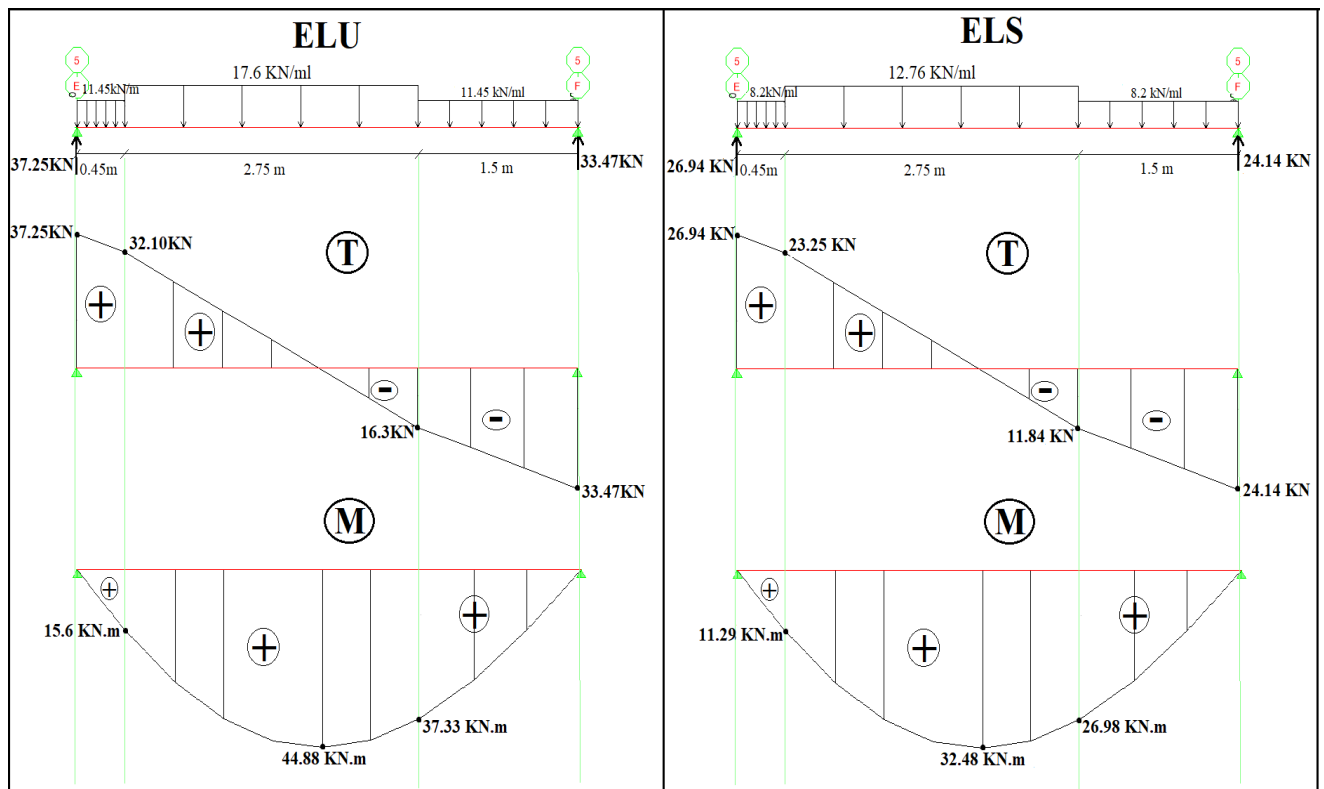


Figure III.10. Diagrammes des efforts internes

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

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

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	44.88	35.9	8.98
ELS	32.48	25.98	6.5

III.4.6. Calcul Des Armatures :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $(b \times h)$ Tel que :
 $b=100\text{cm}$; $h=18\text{cm}$

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

$$f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{bc} = 14,17\text{MPa} ; f_{t28} = 2,10\text{MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; h=18\text{cm}; d=0,9h=16.2\text{cm}$$

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

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	35.9	0,097	Oui	0	0,129	15.36	6.72	6T12	6.79
Appuis	8.98	0,024	Oui	0	0,03	16.01	1.61	4T10	3.14

Espacement :

❖ **En Travée :** $esp \leq \frac{100}{6} = 16.67\text{cm}$ On Prend : Esp :15cm

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

Armature De Répartition :

-En Travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,7\text{cm}^2 / ml \leq A_r \leq 3.4\text{cm}^2 / ml$

Le choix est de **4T10=3,14cm²** avec $S_t=25\text{ cm}$

-Sur appui : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.79cm^2/ml \leq A_r \leq 1.57cm^2/ml$

Le choix est de 4T10=3,14 cm² avec S_t=25cm

III.4.7. Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.96cm^2$$

En travée $A_s = 6,79cm^2 > A_s^{min} = 1.96cm^2$ vérifiée

Sur appui : $A_s = 3,14cm^2 > A_s^{min} = 1.96cm^2$ vérifiée

b. Effort tranchant :

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

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

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{37,25 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0,23MPa < \bar{\tau}_u = 3,33MPa \dots\dots\dots v\acute{e}rifi\acute{e}e$$

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 : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 37,25.10^3 - \frac{44,88.10^6}{0,9 \times 162} = -270.57kN < 0$$

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 :

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = 0,23MPa < 0,05 f_{c28} = 1,25MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

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 :

$$n=15 ; c'=2cm ; d=16.2cm ; b=100cm ; A_s'=0$$

On doit vérifier que:

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

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	25.98	6.79	4.816	16922.68	7.39	Vérifiée
Appui	6.5	3.14	3,464	9025.41	2.49	Vérifiée

b. Vérification de la flèche :

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

1. $\frac{h}{L} = \frac{18}{470} = 0.038 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ non vérifié.
2. $\frac{As}{bd} = \frac{6.79}{100 \times 16.2} = 0.0042 \leq \frac{4.2}{fe} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ vérifié.
3. $\frac{h}{L} = \frac{18}{470} = 0.038 \geq \frac{M_T}{10M_0} = \frac{25.98}{10 \times 32.48} = 0.08$ non vérifié.

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

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10E_i I_{fi}} \\ f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L}{500} = 9.4mm \end{cases} \quad L=4,70m$$

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 :

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

$E_i=32164,20\text{MPa}$; $E_v=10721,40\text{MPa}$.

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)
25.98	6.79	0.0042	236.19	5	2	0,39	53879.9	18264.37	30269.61

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 9.77\text{mm} \\ f_v = 17.68\text{mm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 07.91\text{mm}$$

$$\Rightarrow \Delta f_T = 7.91\text{mm} < \bar{f} = 9.4\text{mm} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

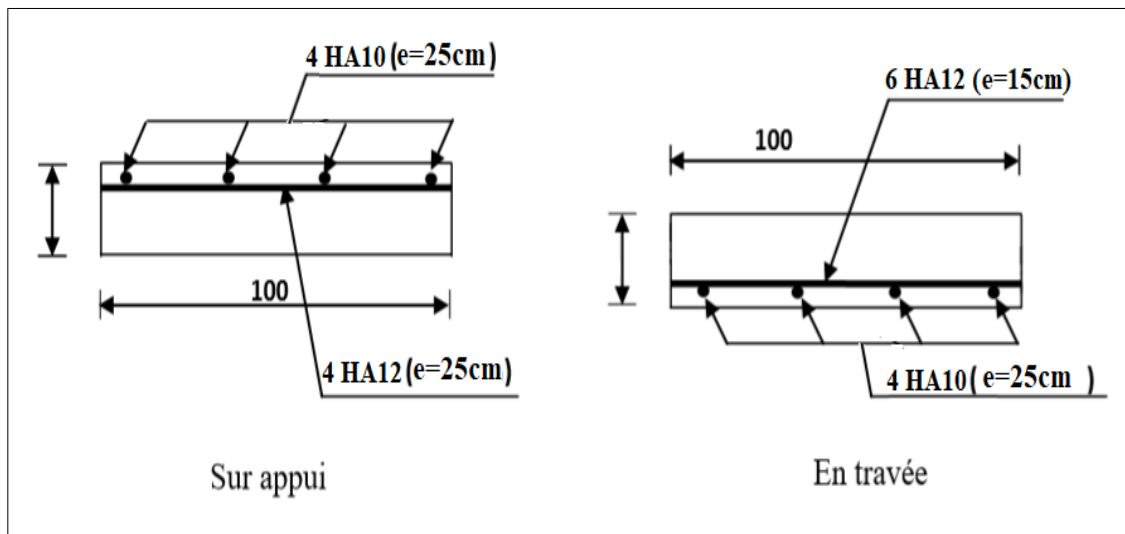


Figure III.11. Ferrailage de l'escalier en travée et sur appuis

III.5. Etude 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 [2] " est vérifiée selon le « RPA99 modifié en 2003 [1] »

III.5.1. Pré dimensionnement

Selon le BAEL 91 [2] :

-la hauteur h de la poutre palière doit être :

On a $L = 3.4 \text{ m}$

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22.67 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

On prend $h = 30 \text{ cm}$

La condition pour l'évaluation de la largeur b est $h = 30 \text{ cm}$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \rightarrow 0.3 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30 \rightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prend : la largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$

Selon le RPA99 modifié en 2003 [1]

- $h = 30 \text{ cm} \geq 30$ condition vérifier

- $b = 30 \text{ cm} \geq 20$ condition vérifier

- $h/b = 30/30 = 1 < 4$ condition vérifier

Donc la section de la poutre palière est de $b \times h = 30 \times 30 \text{ cm}^2$

III.5.2. Les charges :

La poutre palier sera sollicitée par :

Poids propre de la poutre : $25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$

Charge de mur double cloison : $2.76 \times 1.22 = 3.37 \text{ KN/m}$

$$G_{\text{TOTALE}} = 2.25 + 3.37 = 5.62 \text{ KN/m}$$

$$R_{\text{ELU}} = 33.47 \text{ kN /m}$$

$$R_{\text{ELS}} = 24.14 \text{ kN /m}$$

a) La combinaison des charges :

$$\text{ELU: } q_u = 1.35G_T + R_{\text{ELU}} = 1.35 \times 5.62 + 33.47 = 41.06 \text{ kN /ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = G_T + R_{\text{ELS}} = 5.62 + 24.14 = 29.76 \text{ kN /ml}$$

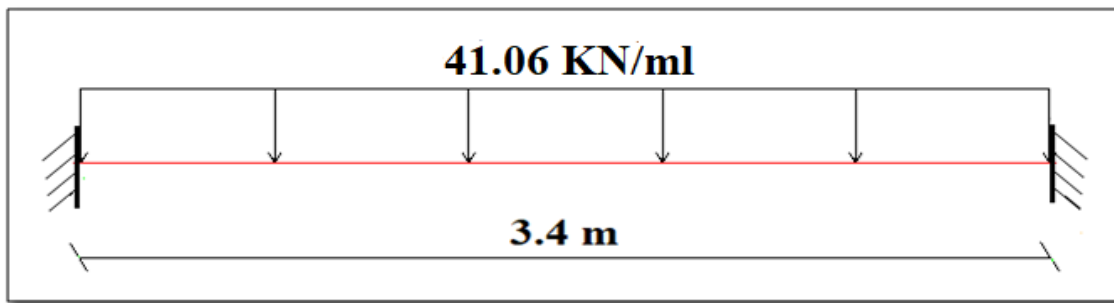


Figure III.12. Schéma statique de la poutre palière à E.L.U

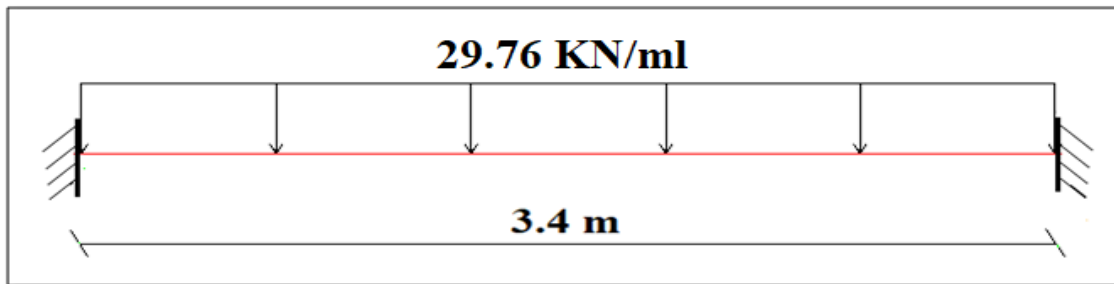


Figure III.13. Schéma statique de la poutre palière à E.L.S

b) Déterminations des Sollicitations:

D'après logiciel de « ETABS [16] » on a les résultats suivants :

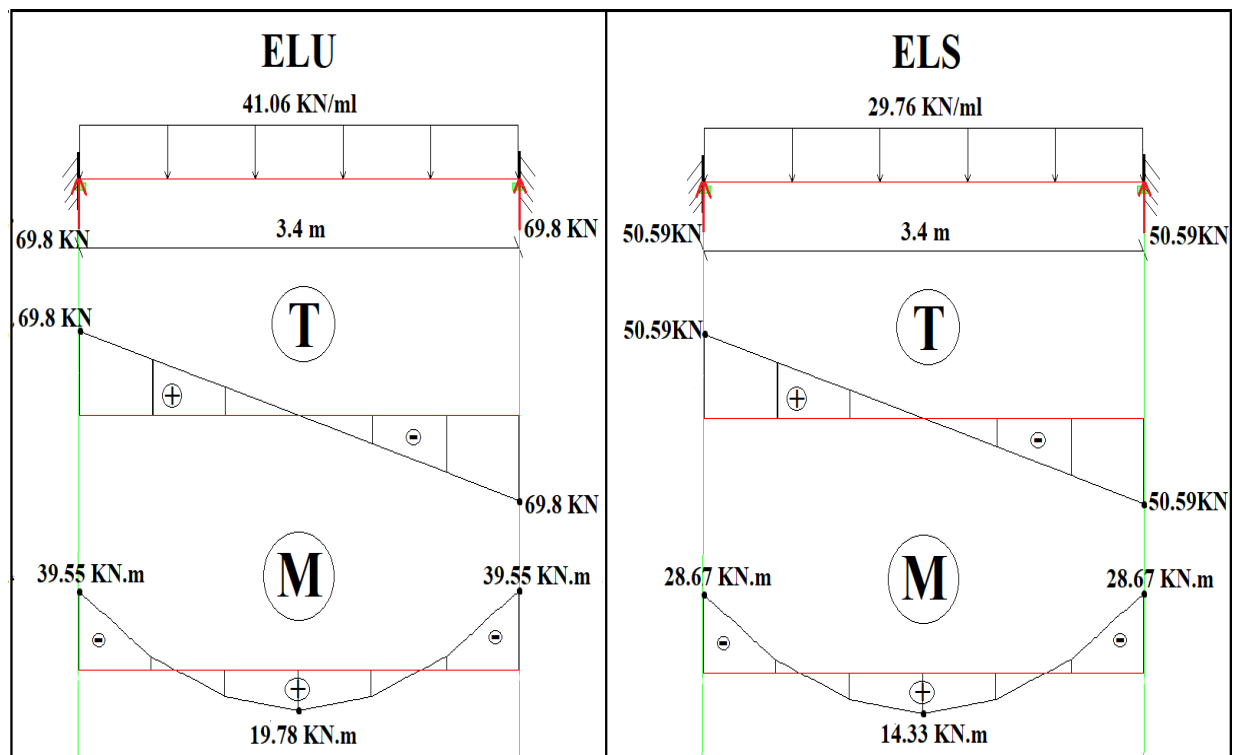


Figure III.14. Diagrammes des efforts internes à ELU et ELS

III.5.3. Ferrailage :

Le ferrailage de la poutre palière se fait en flexion simple

$$b \times h = 30 \times 30 \text{ cm}^2; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \quad f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}; \quad f_{t28} = 2,10 \text{ MPa}; \quad \gamma_b = 1,5; \\ d = 0,9h = 27 \text{ cm}; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}; \quad \gamma_s = 1,15; \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

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

	M_u (kNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} / ml (cm ²)	Choix	A_s^{adp} / ml (cm ²)
Travée	19.78	0,064	Oui	0	0,083	26.1	2.18	3T12	3.39
Appuis	39.55	0,128	Oui	0	0,172	25.14	4.52	3T12+2T10	4.96

III.5.4. Vérification**a. Condition de non fragilité :**

$$A_{min} > \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 0,98 \text{ cm}^2$$

En travée: $A_s = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}}$ vérifié

Sur appui : $A_s = 4.96 \text{ cm}^2 \geq A_{s \text{ min}}$ vérifié

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 :

$$n = 15; \quad c' = 2 \text{ cm}; \quad d = 15,30 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}; \quad A'_s = 0$$

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} (kN m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{bar}
Travée	14.33	3.39	8.02	23476.72	4.9	Vérifiée
Appui	28.67	4.96	9.36	31351.28	8.56	Vérifiée

d. Effort tranchant :

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

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

Fissuration peu nuisible

$$\tau_u = \frac{69.8 \times 10^3}{300 \times 270} = 0,86\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,86\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

e. Vérification de la flèche :

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

$$1. \frac{h}{L} = \frac{30}{340} = 0,088 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

$$2. \frac{A_s}{bd} = \frac{4.96}{30 \times 27} = 0,0061 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

$$3. \frac{h}{L} = \frac{30}{340} = 0,088 \geq \frac{M_T}{10M_0} = \frac{14.33}{10 \times 14.76} = 0,97 \dots\dots\dots \text{non vérifié.}$$

une condition ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \text{ avec } \bar{f} = \frac{L}{500}$$

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

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

I : l'inertie de la poutre

$$I = \frac{bh^3}{12} = 30 \times 30^3 / 12 = 67500\text{cm}^4$$

P : 29.76 kN /ml

$E_i=32164,20\text{MPa}$; $E_v=10721,40\text{MPa}$.

Donc on obtient : $f_i=0,48\text{mm}$; $f_v=1.43\text{mm}$

On doit également vérifier que :

$$\Delta f_T = 1.43 - 0.48 = 0.95\text{mm} \leq \bar{f} = \frac{3400}{500} = 6.8\text{mm}$$

$f < \bar{f}$, la condition est vérifiée

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

« BAEI 91 modifié 99 [2] » :

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

« RPA 99 version 2003 [1] »

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

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \text{Min}(0,85\text{cm} ; 12\text{cm} ; 3\text{cm}) = 0,8\text{cm}$$

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

- Selon le "BAEL 91 modifié 99 [2]" :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.022cm \\ \bullet S_t \leq 24.3cm \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0.032cm \end{array} \right.$$

- Selon le "RPA99 modifié en 2003 [1]" :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,09 & \\ \bullet S_t \leq 7.5cm & \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 15cm & \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures

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

Choix des espacements

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

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{ll} S_t = 7cm & \text{Zone nodale} \\ S_t = 15cm & \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

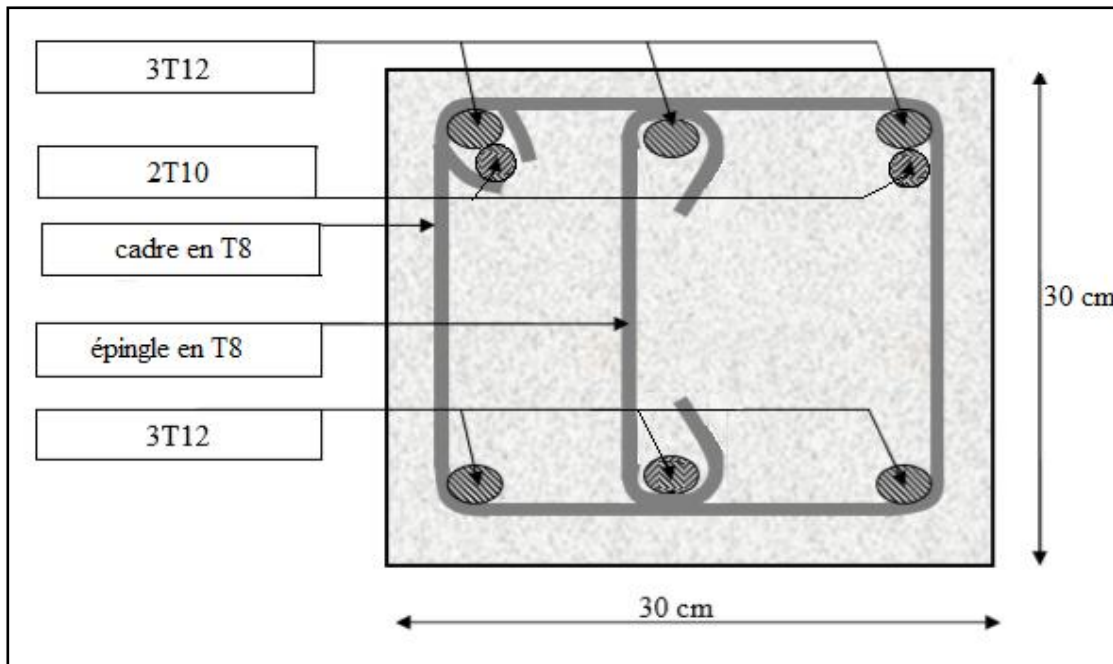


Figure III.15. Ferrailage de la poutre palière.

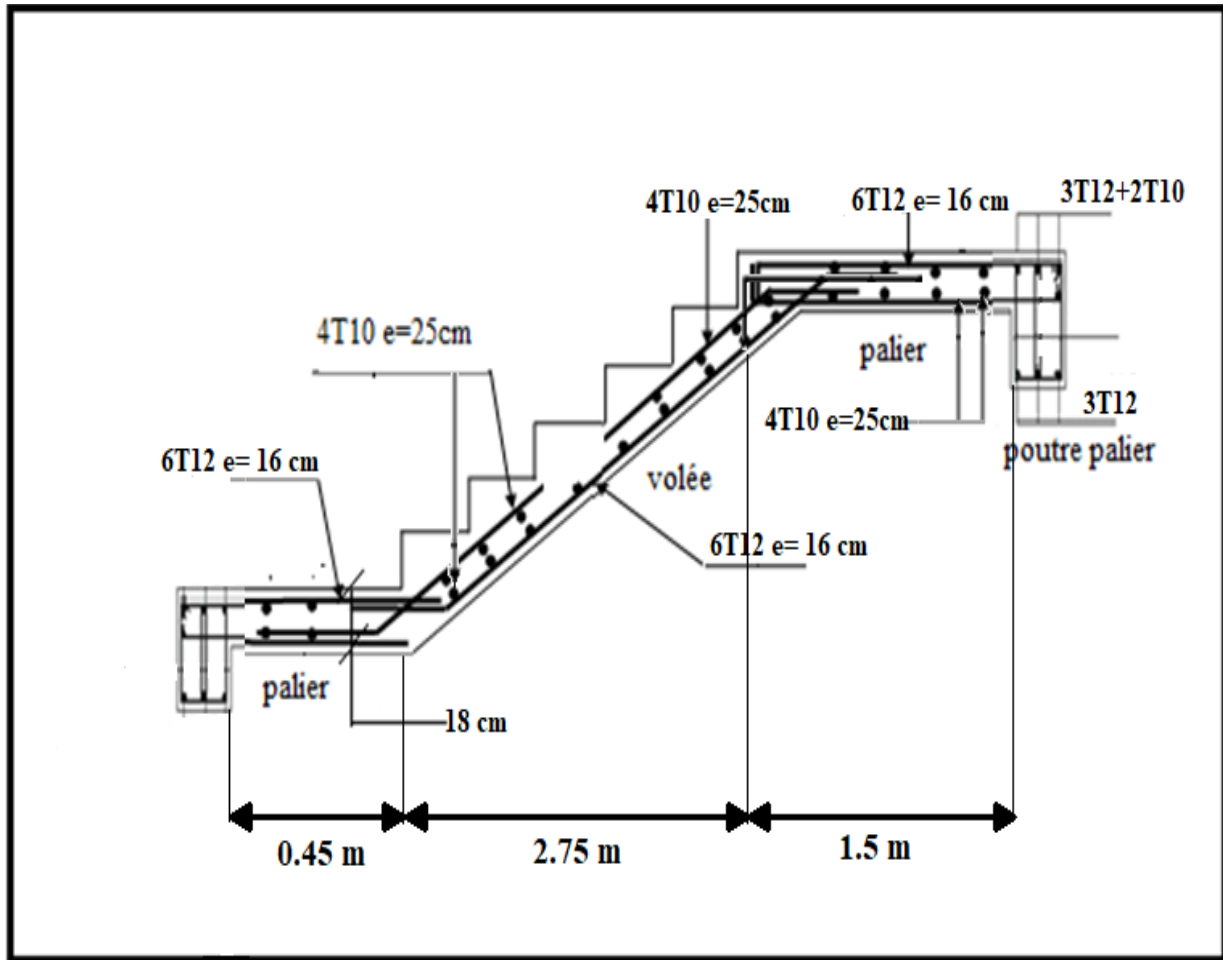


Figure.III.16. Schéma de ferrailage des escaliers et poutre palier.

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 $(20 \times 16 \times 65) \text{ cm}^3$, 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.

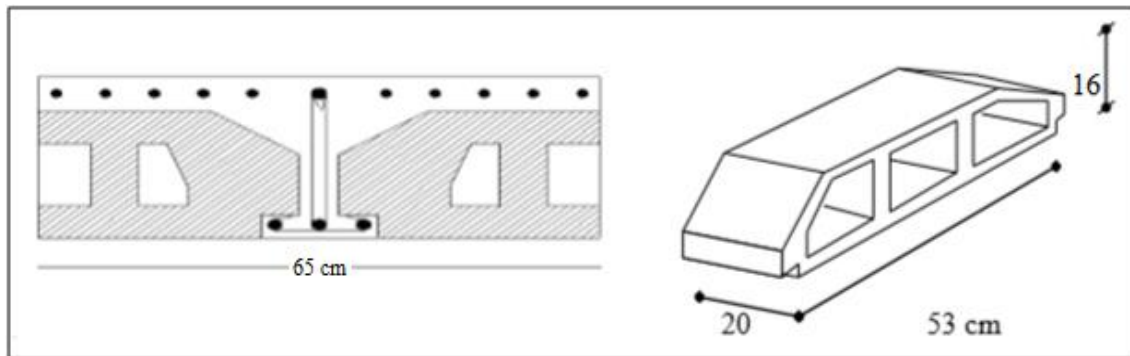


Figure III.17. Coupe du planché en corps creux et dimension de corps creux

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 :

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 20 \text{ cm} & ; & h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 65 \text{ cm} & ; & b_0 = 12 \text{ cm} \end{cases}$$

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 : $0,65 \times 2,85 = 1,85 \text{ kN/m}$.

$$\mathbf{G = 1,97 \text{ kN/m}}$$

b. Charge d'exploitation :

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

Sollicitation :

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

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

c. Plancher terrasse :

$$G = 1,94 \text{ kN/m.}$$

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

$$q_u = 1.35 \times 1,97 + 1.5 \times 0.65 = 3,64 \text{ kN/m}$$

$$q_s = 1,97 + 0.65 = 2,62 \text{ kN/m}$$

$$M_u = 3,64 \times \frac{(4.9)^2}{8} = 10.92 \text{ kN.m}$$

$$M_s = 2,62 \times \frac{(4.9)^2}{8} = 7.86 \text{ kN.m}$$

Ferraillage :

La poutrelle travaille en flexion simple.

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

$$\mu = \frac{Mu}{bd^2\sigma_{bc}} = 4.96 > \mu_R = 0.392 \quad \Rightarrow A'_s \neq 0$$

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

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

$$M_u = 3,64 \times \frac{(1.00)^2}{8} = 0.455 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{0,455 \times 10^6}{120 \times 36^2 \times 14.17} = 0.206 < 0.392$$

Donc : $A'_s = 0$

D'ou :

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.206}}{0.8} = 0,291$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 36(1 - 0.4 \times 0.291) = 31.81mm$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z\sigma_s} = \frac{0.455 \times 10^6}{31,81 \times 348} = 41.01mm^2$$

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.

- $M=0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $M=0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre à plus de deux travées.
- $M=0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de deux travées.

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 droit : $V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$

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 int ermédiaires

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 :

$l'=1$ pour une travée de rive.

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

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

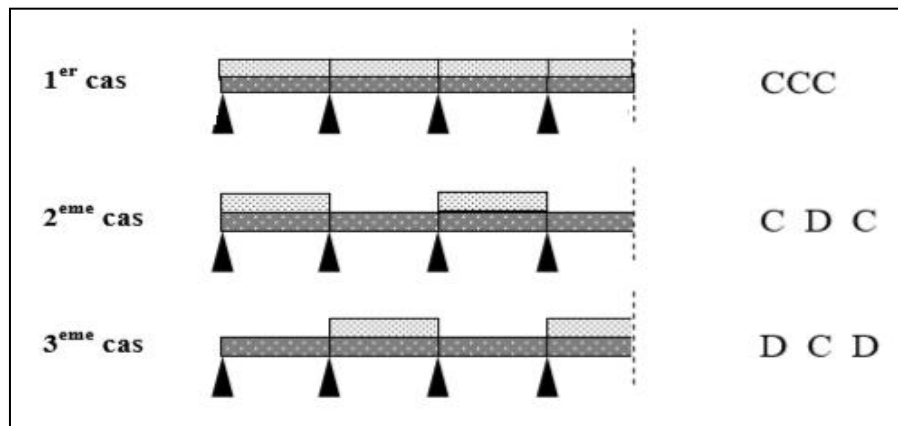


Figure III.18. Chargement de la méthode de Caquot

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 :

$$G=6,78 \times 0,65 = 4,41 \text{ kN/ml}$$

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

Plancher étage courant :

$$G=5,21 \times 0,65 = 3,39 \text{ kN/ml}$$

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

Plancher sous sol :

$$G=5,21 \times 0,65 = 3,39 \text{ kN/ml}$$

$$Q=4 \times 0,65 = 2,6 \text{ kN/ml}$$

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	4.41	0.65	6.93	5.06
Etage courant	3.39	0.98	6.05	4.37
Sous sol	3.39	2.6	8.48	5.99

Conclusion :

les poutrelles du plancher de sous sol sont sensiblement les plus sollicitées.

Nous avons (04) types de poutrelles :

1. Poutrelles à une travée

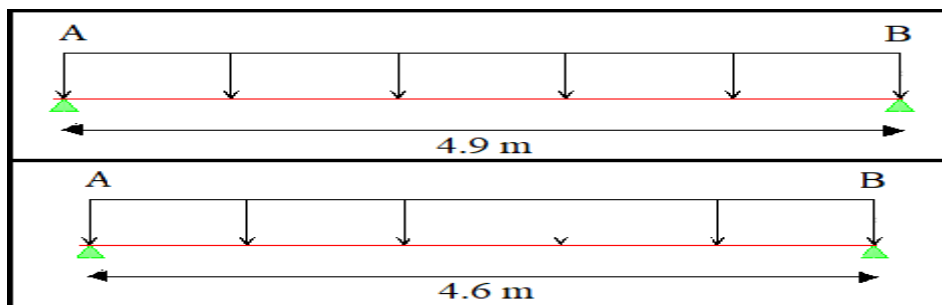


Figure II.19. Poutrelles à une travée

2. poutrelles à deux travées

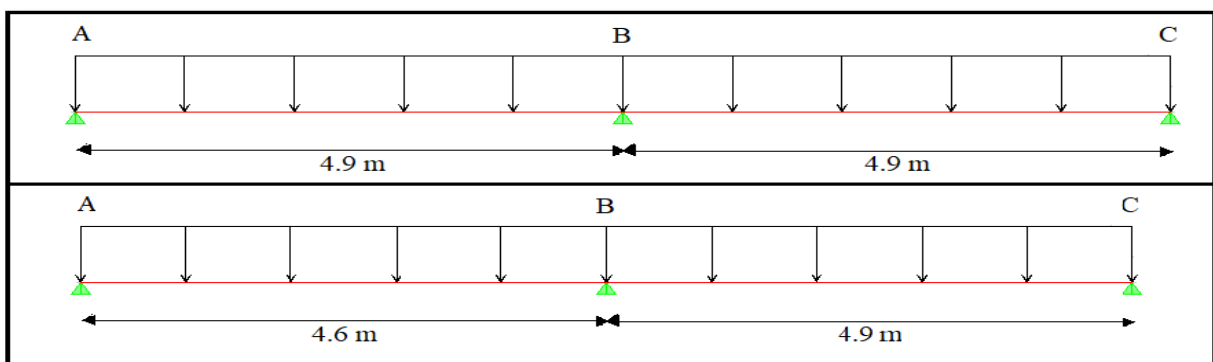


Figure III.20. Poutrelles à deux travées

3. poutrelles à trois travées

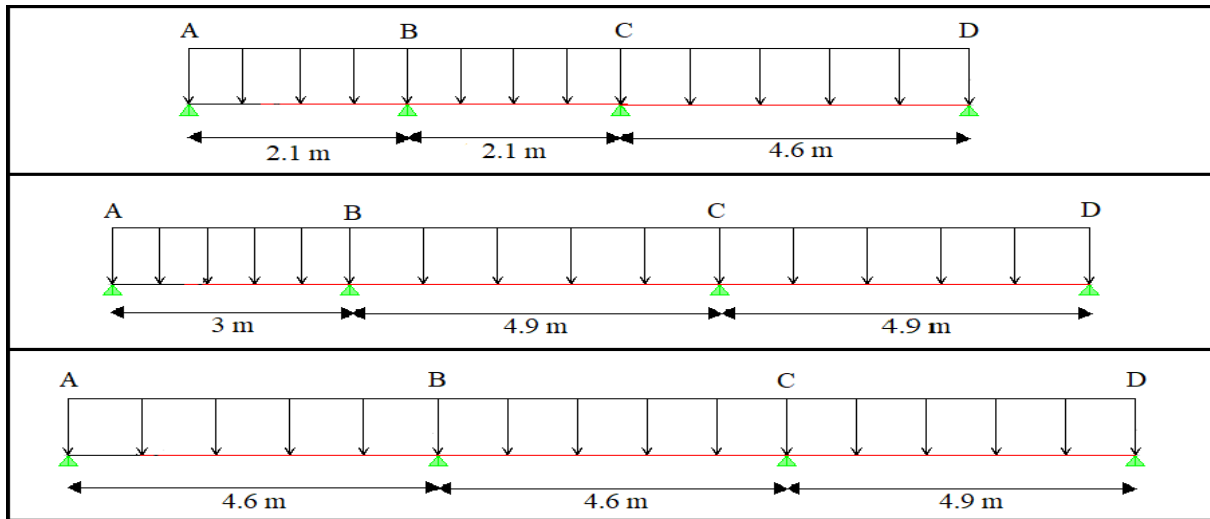


Figure III.21. Poutrelles à trois travées

4. Poutrelles à cinq travées

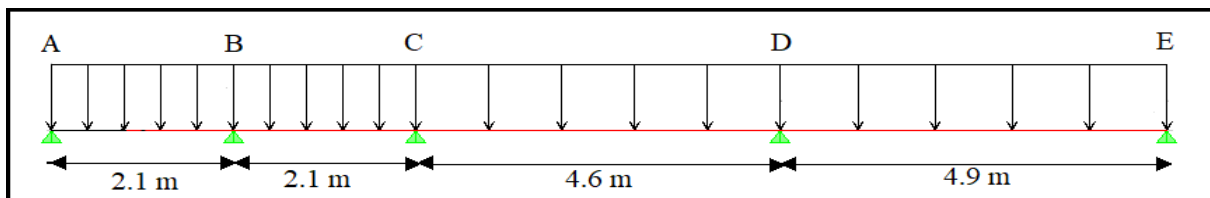


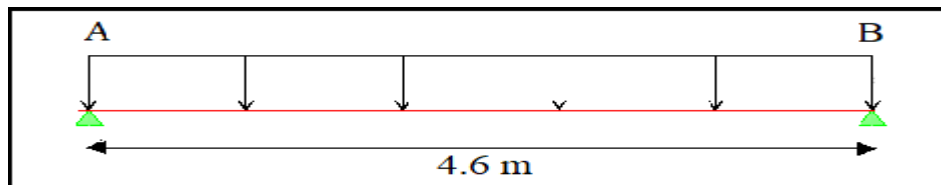
Figure III.22. Poutrelles à quatre travées

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	4.57	3.39

1. Poutrelles à une travée :



Type : à (01) travée

Méthode : forfaitaire

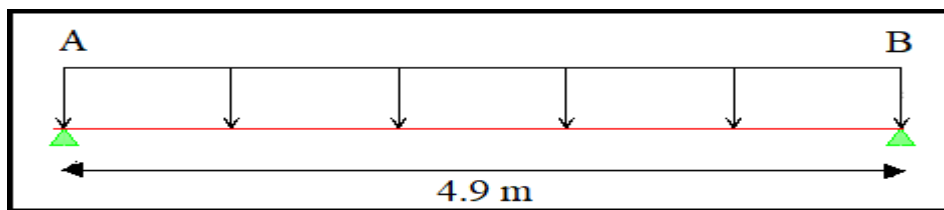
Justification : toutes les hypothèses sont vérifiées.

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

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	4.6	A	-4.49	-3.17	20.86	14.74	2.3	2.3	-22.04	22.04	-15.57	15.57
		B	-4.49	-3.17								

2. Poutrelles à une travée



Type : à (01) travée

Méthode : forfaitaire

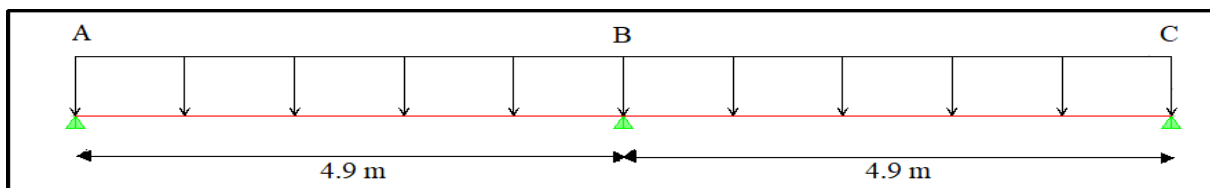
Justification : toutes les hypothèses sont vérifiées.

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

Tableau III.16.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	4.9	A	-5.09	-3.6	23.67	16.72	2.45	2.45	-23.48	23.48	-16.59	16.59
		B	-5.09	-3.6								

3. Poutrelle à deux travées :



Type : à (02) travées

Méthode : forfaitaire

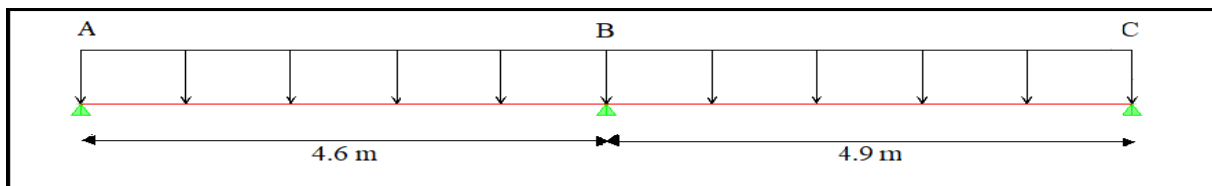
Justification : toutes les hypothèses sont vérifiées.

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

Tableau III.17.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	ELU	ELS	a	b	T _w	T _e	T _w	T _e
A-B	4.9	A	-5.09	-3.6	15.58	13.13	2.23	2.67	-21.22	25.37	-14.99	17.92
B-C	4.9	B	-15.3	-10.79	18.58	13.13	2.67	2.23	-25.37	21.22	-17.92	14.99
		C	-5.09	-3.6								

4. Poutrelle à deux travées :



Type : à (02) travées

Méthode : forfaitaire

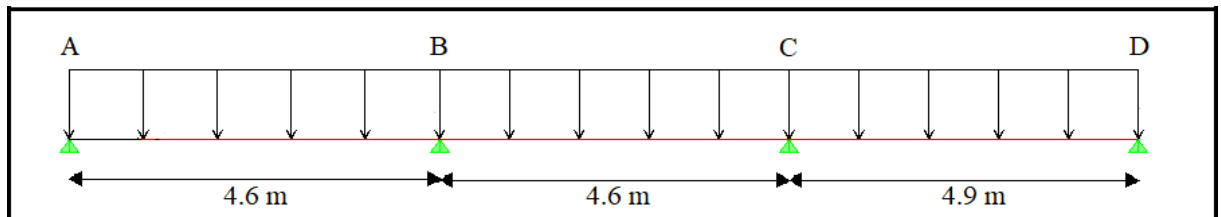
Justification : toutes les hypothèses sont vérifiées.

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

Tableau III.18.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	ELU	ELS	a	b	T _w	T _e	T _w	T _e
A-B	4.6	A	-4.49	-3.17	15.47	10.93	2.05	2.55	-19.45	24.14	-13.74	17.05
B-C	4.9	B	-15.3	-10.79	18.58	13.13	2.67	2.23	-25.37	21.22	-17.92	14.99
		C	-5.09	-3.6								

5. Poutrelle à trois travées :



Type : à (03) travées

Méthode : forfaitaire

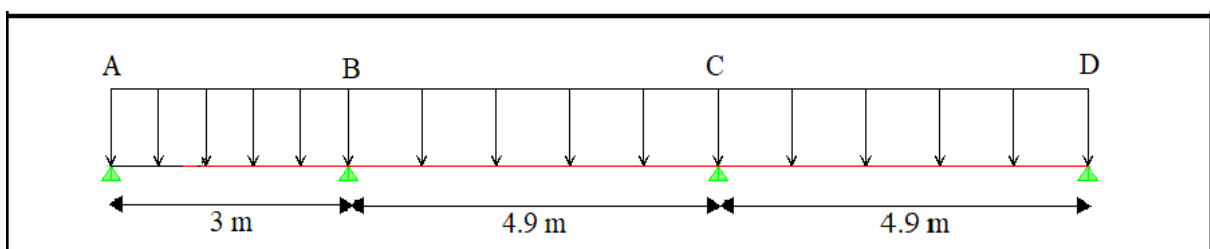
Justification : toutes les hypothèses sont vérifiées.

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

Tableau III.19. Tableau récapitulatif des efforts à trois travées

Travé	Porté réelle (m)	appui i	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	4.6	A	-4.49	-3.17	17.5	12.36	2.15	2.45	-20.48	23.41	-14.47	16.54
B-C	4.6	B	-11.21	-7.92	13.38	9.45	2.27	2.33	-21.71	22.37	-15.34	15.8
C-D	4.9	C	-12.73	-8.99	19.86	14.03	2.61	2.29	-14.86	21.82	-10.4	15.41
		D	-5.09	-3.6								

6. Poutrelle à trois travées :



Type : à (03) travées

Méthode : CAQUOT

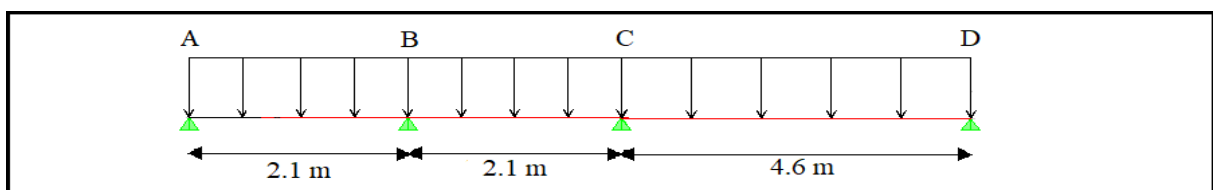
Justification : Les portées successives ne sont pas dans un rapport compris entre 0.8 et 1,25.

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

Tableau III.20. Tableau récapitulatif des efforts à trois travées

Travé	Porté réelle (m)	Porté fictive (m)	appui	Moment en appui (kN.m)		Moment en travée(kN.m)		Effort tranchant (kN)			
								ELU		ELS	
				ELU	ELS	ELU	ELS	T _w	T _e	T _w	T _e
A-B	3	3	A	-1.9	-1.35	3.42	2.29	10.49	-16.27	7.36	-11.5
B-C	4.9	3.92	B	-12.57	-8.88	12.98	9	20.11	-22.31	14.18	-15.76
C-D	4.9	4.9	C	-20.11	-14.21	13.36	9.36	23.83	-18.34	16.84	-12.94
			D	-5.09	-3.6						

7. Poutrelle à trois travées :



Type : à (03) travées

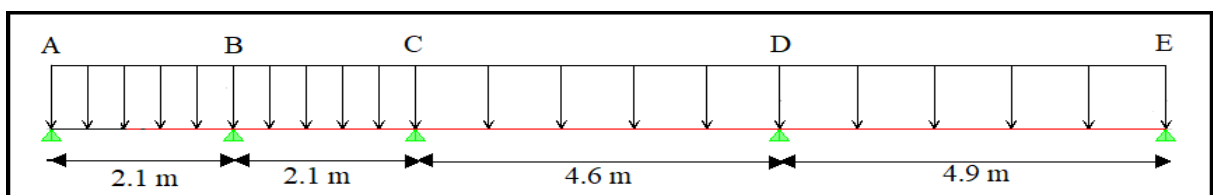
Méthode : CAQUOT

Justification : Les portées successives ne sont pas dans un rapport compris entre 0.8 et 1,25
 Les efforts obtenus ainsi que les diagrammes des efforts sont présentés dans les tableaux et les diagrammes qui suivent :

Tableau III.21. Tableau récapitulatif des efforts à trois travées

Travé	Porté réelle (m)	Porté fictive (m)	appui	Moment en appui (kN.m)		Moment en travée (kN.m)		Effort tranchant (kN)			
								ELU		ELS	
				ELU	ELS	ELU	ELS	T _w	T _e	T _w	T _e
A-B	2.1	2.1	A	-0.93	-0.66	2.45	1.72	7.86	-10.22	5.54	-7.22
B-C	2.1	1.68	B	-3.7	-2.61	-2.85	-2.32	5.8	-14.87	3.98	-10.5
C-D	4.6	4.6	C	-16.22	-11.45	11.17	7.88	22.05	-17.03	15.58	-12.03
			D	-4.49	-3.17						

8. Poutrelle à quatre travées :



Type : à (04) travées

Méthode : CAQUOT

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

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

Tableau III.22.Tableau récapitulatif des efforts à quatre travées

Travé	Porté réelle (m)	Porté fictive (m)	appui	Moment en appui (kN.m)		Moment en travée(KN.m)		Effort tranchant (kN)			
								ELU		ELS	
				ELU	ELS	ELU	ELS	T _w	T _e	T _w	T _e
A-B	2.1	2.1	A	-0.93	-0.66	2.45	1.72	7.86	-10.21	5.54	-7.22
B-C	2.1	1.68	B	-3.69	-2.61	0	-	7.32	-11.98	5.11	-8.46
C-D	4.6	3.68	C	-10.15	-7.18	10.86	7.53	18.75	-21.52	13.2	-15.21
D-E	4.9	4.9	D	-19.47	-13.76	13.48	9.46	23.7	-18.38	16.75	-12.96
			E	-5.09	-3.6						

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 :

$$\text{E.L.U : } M_{tu}^{\max} = 23.67 \text{ kNm}$$

$$M_{au}^{\max} = 20.11 \text{ kNm}$$

$$T_u^{\max} = 25.37 \text{ kN}$$

$$\text{E.L.S : } M_{tser}^{\max} = 16.72 \text{ kNm}$$

$$M_{aser}^{\max} = 14.21 \text{ kNm}$$

$$T_{ser}^{\max} = 17.92 \text{ kN}$$

a. Ferrailage en travée :

$h=20 \text{ cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

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.

$$M_{tab} = bh_0\sigma_{bc}\left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 58.95 \text{ kNm}$$

On a : $M_{tu} = 23.67 \text{ kN.m} < M_{tab} = 58.95 \text{ kN.m}$

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

M_{tu} (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
23.67	0,079	Oui	0	0,103	17.26	Oui	10‰	348	3.94

▪ **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \text{Max}\{1,41 \text{ cm}^2 ; 3.94 \text{ cm}^2\} = 3.94 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T14+1T12 ($A_s=4.21 \text{ cm}^2$)

b. Ferrailage sur appuis :

On a : $M_{au}^{\max} = 20.11 \text{ kNm} < M_{tab} = 58.95 \text{ kNm}$

⇒ 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.24. Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis

M_{au} (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z(cm)	$\mu < 0,186$	ζ_s ‰	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)
20.11	0,365	Oui	0	0,6	13.68	Non	2.33	348	4.22

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{\min} \geq 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,34 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,7 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} = 0,34 \text{ cm}^2$$

Choix : 1T20+1T12 ($A_s = 4,27 \text{ cm}^2$)

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 : $T_u^{\max} = 25,37 \text{ kN}$.

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

Tel que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0d} = 01,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \quad \text{Vérifiée}$$

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 : $T_u = 23,48 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{23,48 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 1,21 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 4,27 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u}{f_e} = 0,68 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

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

$$\sigma_b = \frac{T_u^{\max}}{0,9b_0d} = \frac{25,37 \cdot 10^3}{0,9 \times 120 \times 180} = 1,31 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 6,67 \text{ MPa} \quad \text{Vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**

$$A_s = 4,21\text{cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9d}}{\sigma_s} = 0.73\text{cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

- b. Vérification à l'E.L.S :**

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

- **Vérification des contraintes du béton :**

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

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

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

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

- **Détermination de l'axe neutre :**

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

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

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

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 :

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

Tableau.III.25. 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	16.72	4,21	0	3.72	13992.82	4,45	Vérifiée
Appuis	14.21	4,27	0	3.75	14148.73	3.77	Vérifiée

c. Vérification de la flèche :

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

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$

Avec:

h=20cm; b₀=12cm; d=18cm; L=4,9m; M_{tser}=16,72kNm; T_u^{max}=25,37kNm; A_s=4,21cm²; f_e=400MPa.

Alors:

- $\frac{h}{L} = 0,0408 < 0,0625$ *non vérifiée*
- $\frac{A_s}{b_0 d} = 0,0194 > 0,0105$ *non.vérifiée*
- $\frac{h}{L} = 0,0408 < \frac{23.67}{10 \times 25.45} = 0,093$ *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 : $\bar{f} = \frac{L}{500} = 0,98 \text{ cm}$ ($L = 4,90 \text{ m}$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- **Position de l'axe neutre " y_1 " :**

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

- **Moment d'inertie de la section totale homogène " I_0 " :**

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

- **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.26. 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)
14,21	4,21	7,69	0,0195	187,52	2,11	0,84	0,78	23139,66	9620,39	20168

- Calcul des modules de déformation :

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

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

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 11 \text{ mm} \quad (L = 4,90 \text{ m})$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 15,78 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 4,78 \text{ mm} < \bar{f} = 9,8 \text{ mm} \quad \text{vérifiée}$$

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 ($f_e = 235 \text{ MPa}$)

« BAEL 91 modifié 99 [2] » :

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

« RPA99 modifié en 2003 [1] »

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

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_l \leq \text{Min}(0,6 \text{ cm}; 1 \text{ cm}; 1,2 \text{ cm}) = 0,6 \text{ cm}$$

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

- Selon le "BAEL 91 modifié 99 [2]" :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,02cm \\ \bullet S_t \leq 16,2cm \\ \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,018cm \end{array} \right.$$

- Selon le "RPA99 modifié en 2003 [1]" :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \bullet \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036cm & \\ \bullet S_t \leq 5cm & \text{Zone nodale} \\ \bullet S_t \leq 10cm & \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

Choix des armatures

On adopte : $A_t = 2\emptyset 6 = 0,57cm^2$

Choix des espacements

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

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{ll} S_t = 5cm & \text{Zone nodale} \\ S_t = 10cm & \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

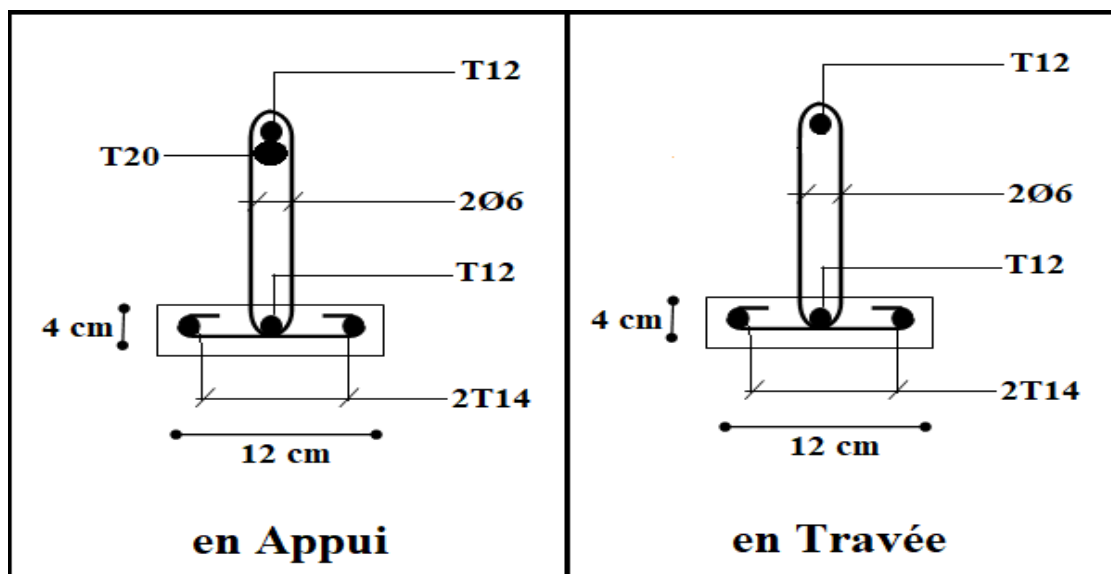


Figure III.23. Disposition constructive des armatures des poutrelles

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 $A_2=A_1/2$

$f_e = 520 \text{ MPa}$ quadrillage de T.S.520.

$$\text{On a : } L_1 = 65 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \times \frac{65}{400} = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$5T5 \Rightarrow A_1 = 0,98 \text{ cm}^2$$

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

- **Armatures de répartition**

$$A_2 = A_1/2 = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit 5T5 $\Rightarrow A_2 = 0,98 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

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.

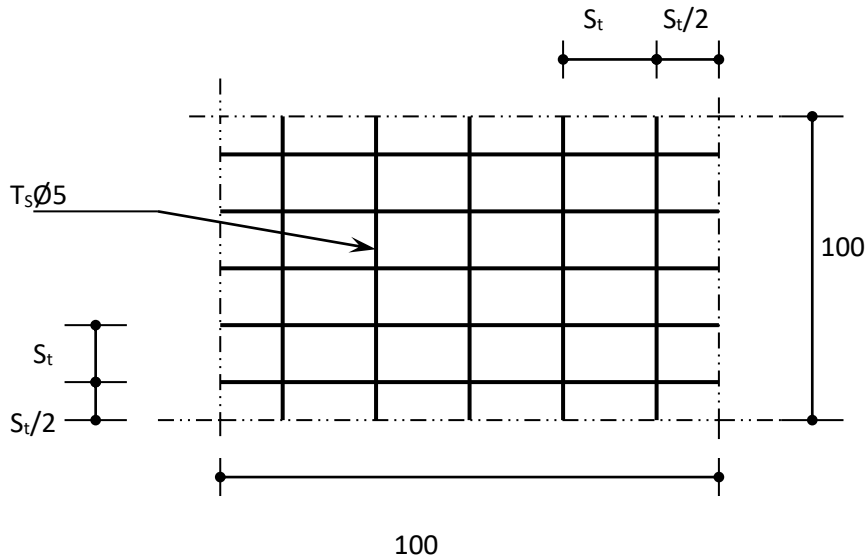


Figure III.24. Disposition constructive des armatures de la table de compression

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 : $G = 106.25\text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1\text{ kN/m}^2$

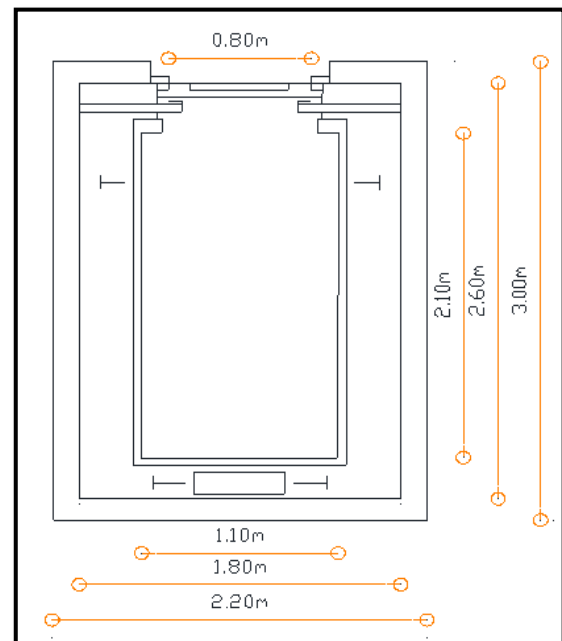


Figure III.25. Dimension de l'ascenseur

III.7.3. Combinaison Des Charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 144,94 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S} : q_{\text{ser}} = G + Q = 107,25 \text{ kN/m}^2$$

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 » :

$$0,4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,2}{3} = 0,733 < 1$$

\Rightarrow La dalle travaille 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 :

$$\begin{cases} \mu_x = 0,064 \Rightarrow M_x = 44,9 \text{ kNm} \\ \mu_y = 0,484 \Rightarrow M_y = 21,73 \text{ kNm} \end{cases}$$

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

-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,85 M_x = 38,17 \text{ kNm}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_y = 18,47 \text{ kNm}$$

-Moments sur appuis :

$$M_{ax} = -0,3 M_x = -13,47 \text{ kNm}$$

$$M_{ay} = -0,3 M_y = -6,52 \text{ kNm}$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax} ; M_{ay}) = -13,47 \text{ kNm}$$

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.27. Tableau récapitulatif dus ferrailage en travée (sens L_x).

$M_{ix}(\text{kNm})$	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	Z(cm)	$A^{\text{cal}}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{\text{adp}}_s(\text{cm}^2)$
38.17	0,053	0	0.068	21.89	5.01	6T12	6.79

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{6} = 16.67\text{cm} < \text{Min}(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \quad \text{vérifiée}$$

b. Dans le sens " L_y " :

On a : $b=100\text{cm}$; $h=25\text{cm}$; $d_y=d_x-\emptyset_x=21.3\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau III.28. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y).

$M_{iy}(\text{kNm})$	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	Z(cm)	$A^{\text{cal}}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{\text{adp}}_s(\text{cm}^2)$
18.47	0,029	0	0,037	20,98	2.53	5T10	3,93

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \text{Min}(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm} \quad \text{vérifiée}$$

III.7.5.2. Ferrailage Sur Appuis

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

Tableau III.29. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.

$M_a(\text{kNm})$	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	Z(cm)	$A^{\text{cal}}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{\text{adp}}_s(\text{cm}^2)$
13.47	0,019	0	0,024	22,28	1.74	4T10	3.14

Espacement :

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

III.7.5.3. Calcul Des Armatures Transversales

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

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

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 129,27 \text{kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 106,31 \text{kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 129,27 \text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{129,27 \cdot 10^3}{1000 \times 225} = 0,57 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

III.7.6. Vérification À L'E.L.S

a. Vérification des contraintes :

Béton

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

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 ; $f_e = 400 \text{MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,733 \quad ; \quad q_{ser} = 107,25 \text{kN/m}^2$$

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

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S

$$\begin{cases} \mu_x = 0,064 \Rightarrow M_x = 33,22 \text{kNm} \\ \mu_y = 0,484 \Rightarrow M_y = 16,08 \text{kNm} \end{cases}$$

-Moments en travées :

$$M_{tx}=0,85M_x=28.24\text{kN.m}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=13.67\text{kNm}$$

-Moments sur appuis :

$$M_a=\text{Max} (-0,3M_x ; -0,3 M_y)=-8.47\text{kNm}$$

- **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.

		$M_t(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	33.22	6.79	5.83	34908.16	5.55	vérifiée	237.96	vérifiée
	(y-y)	16.08	3,93	4,03	16229.41	3.65		206.45	
Appuis		8.47	3.14	4.16	18242.06	1.93		127.7	

b. Vérification de la condition de non fragilité :

$$h=25\text{cm} ; b=100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bd = 2,04\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bd = 1.7\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\% \quad \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,733 \end{cases}$$

➤ **Sens L_{x-x} :**

$$\text{Sur appuis : } A_x = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} > 2,04\text{cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_x = 6,79\text{cm}^2/\text{ml} > 2,04\text{cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

➤ Sens L_{y-y} :

Sur appuis : $A_y=3,14\text{cm}^2/\text{ml}>1.7\text{cm}^2$ vérifiée

En travée : $A_x=3,93\text{cm}^2/\text{ml}>1.7\text{cm}^2$ 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 :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0,114 > 0,0425 \\ 0,114 > 0,028 \text{ à } 0,037 \\ 0,003 < 0,005 \end{array} \right. \begin{array}{l} \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{vérifiée} \end{array}$$

Conclusion :

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

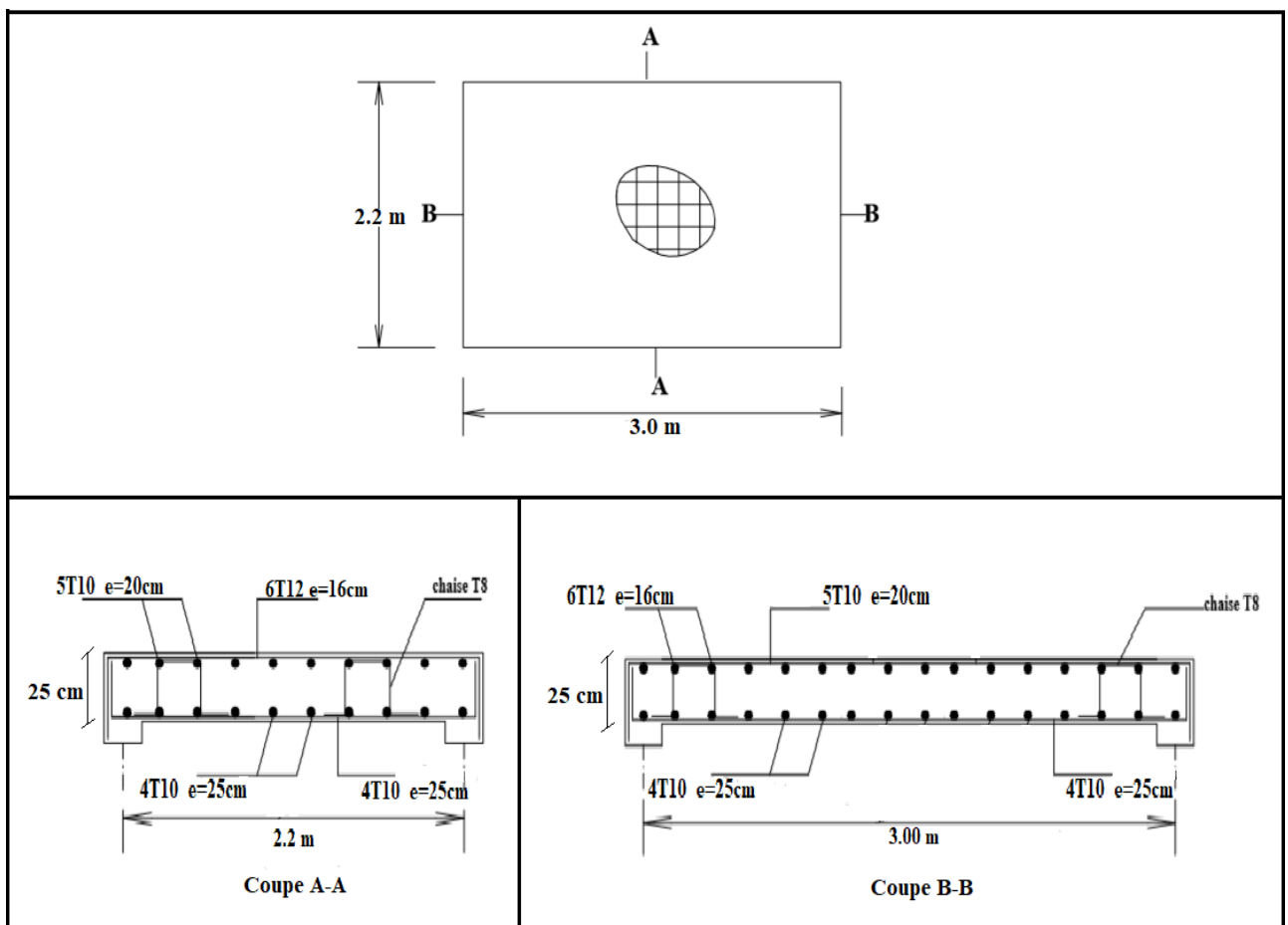


Figure III.26. Ferrailage de la dalle machine

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 [3] » qui consiste à déterminer les moments de flexion.

III.8.2. Détermination des charges et surcharges

$$\begin{cases} G = 6.52 \text{ kN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

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

$$P_u = [1.35 \times 6.52 + 1.5 \times 1.5]$$

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

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

III.8.3. Calcul Des Efforts :

$$\rho = \frac{L_y}{L_x} = \frac{290}{490} = 0.59 > 0,4$$

$0.4 < \rho < 1 \Rightarrow$ 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 :

$$M_y = \mu_y \cdot M_x$$

$$\text{D'après le BAEL 99.} \begin{cases} \rho = 0.59 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.082 \\ \mu_y = 0.305 \end{cases}$$

On aura :

$$M_x = \mu_x \cdot P_u \cdot L_x^2 = 0.082 \times 11.05 \times 2.9^2 = 7.62 \text{ kN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0.305 \times 7.62 = 2.32 \text{ kN.m}$$

- Moment en travée :

M_{t_x}, M_{t_y} Moment flexion en travée dans le sens L_x, L_y respectivement.

$$M_{t_x} = 0.75.M_x = 0.75 \times 7.62 = 5.72 \text{ kN.m}$$

$$M_{t_y} = 0.75.M_y = 0.75 \times 2.32 = 1.74 \text{ kN.m}$$

- **Moment sur appuis :**

$$M_{ax} = -0.5.M_x = -0.5 \times 7.62 = -3.81 \text{ kN.m}$$

$$M_{ay} = -0.5.M_y = -0.5 \times 2.32 = -1.16 \text{ kN.m}$$

$$M_a = \text{Max}(M_{ax}; M_{ay}) = -3.81 \text{ kN.m}$$

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.31. Tableau récapitulatif dus ferrailage en travée (sens L_x).

$M_{tx}(\text{kNm})$	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	Z(cm)	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$
5.72	0,012	0	0.015	17.89	0.92	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 : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $d_y = d_x - \emptyset_x = 16.8 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Tableau III.32. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage en travée (sens L_y).

$M_{ty}(\text{kNm})$	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	Z(cm)	$A^{cal}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{adp}_s(\text{cm}^2)$
1.74	0,004	0	0,005	16.77	0.3	4T10	3,14

Espacement :

$$Esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \text{Min}(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

III.8.4.2. Ferrailage Sur Appuis

On a : $b=100\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $d=18\text{cm}$; $c=2\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Tableau III.33. Tableau récapitulatif des résultats de ferrailage sur appuis.

$M_a(\text{kNm})$	μ	$A'_s(\text{cm}^2)$	α	$Z(\text{cm})$	$A^{\text{cal}}_s(\text{cm}^2)$	Choix	$A^{\text{adp}}_s(\text{cm}^2)$
3.81	0,008	0	0,01	17.93	0.61	4T10	3.14

Espacement :

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

III.8.4.3. Calcul Des Armatures Transversales

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

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

$$T_x = \frac{P_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 14.67\text{kN}$$

$$T_y = \frac{P_u L_x}{3} = 10.68\text{kN}$$

$$T_u^{\text{max}} = \text{Max}(T_x; T_y) = 14.67\text{kN}$$

$$\tau_u = \frac{14.67 \cdot 10^3}{1000 \times 18} = 0,82\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25\text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

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.

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

Avec : $\eta = 1,6$ pour HA ; $fe = 400 \text{MPa}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,59 \quad ; \quad q_{ser} = 8.02 \text{kN/m}^2$$

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

$$* M_y = \mu_y M_x$$

E.L.S

$$\begin{cases} \mu_x = 0,082 \Rightarrow M_x = 5.53 \text{kN.m} \\ \mu_y = 0,305 \Rightarrow M_y = 1.69 \text{kN.m} \end{cases}$$

-Moments en travées :

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 4.15 \text{kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 1.27 \text{kN.m}$$

-Moments sur appuis :

$$M_a = \text{Max}(-0,5 M_x ; -0,5 M_y) = -2.77 \text{kN.m}$$

- 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.34. Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

		$M_t(\text{kNm})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Travée	(x-x)	4.15	3.14	3.67	11319.63	1.35	vérifiée	78.8	vérifiée
	(y-y)	1.27	3.14	3.53	9760.21	0.46		25.9	
Appuis		2.77	3.14	3.67	11319.63	0.9		52.6	

b. Vérification de la condition de non fragilité :

$$h=20\text{cm} ; b=100\text{cm}$$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} bd = 1.74\text{cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bd = 1.34\text{cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0,8\% & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,59 \end{cases}$$

➤ **Sens L_{x-x} :**

$$\text{Sur appuis : } A_x = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} > 1.74\text{cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_x = 3.14\text{cm}^2/\text{ml} > 1.74\text{cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

➤ **Sens L_{y-y} :**

$$\text{Sur appuis : } A_y = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} > 1.34\text{cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{En travée : } A_x = 3,14\text{cm}^2/\text{ml} > 1.34\text{cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

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 :

$$\begin{cases} * \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_x} \\ * \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \Rightarrow \begin{cases} 0,069 > 0,0375 & \text{vérifiée} \\ 0,069 > 0,028 \text{ à } 0,037 & \text{vérifiée} \\ 0,002 < 0,005 & \text{vérifiée} \end{cases} \\ * \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \end{cases}$$

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

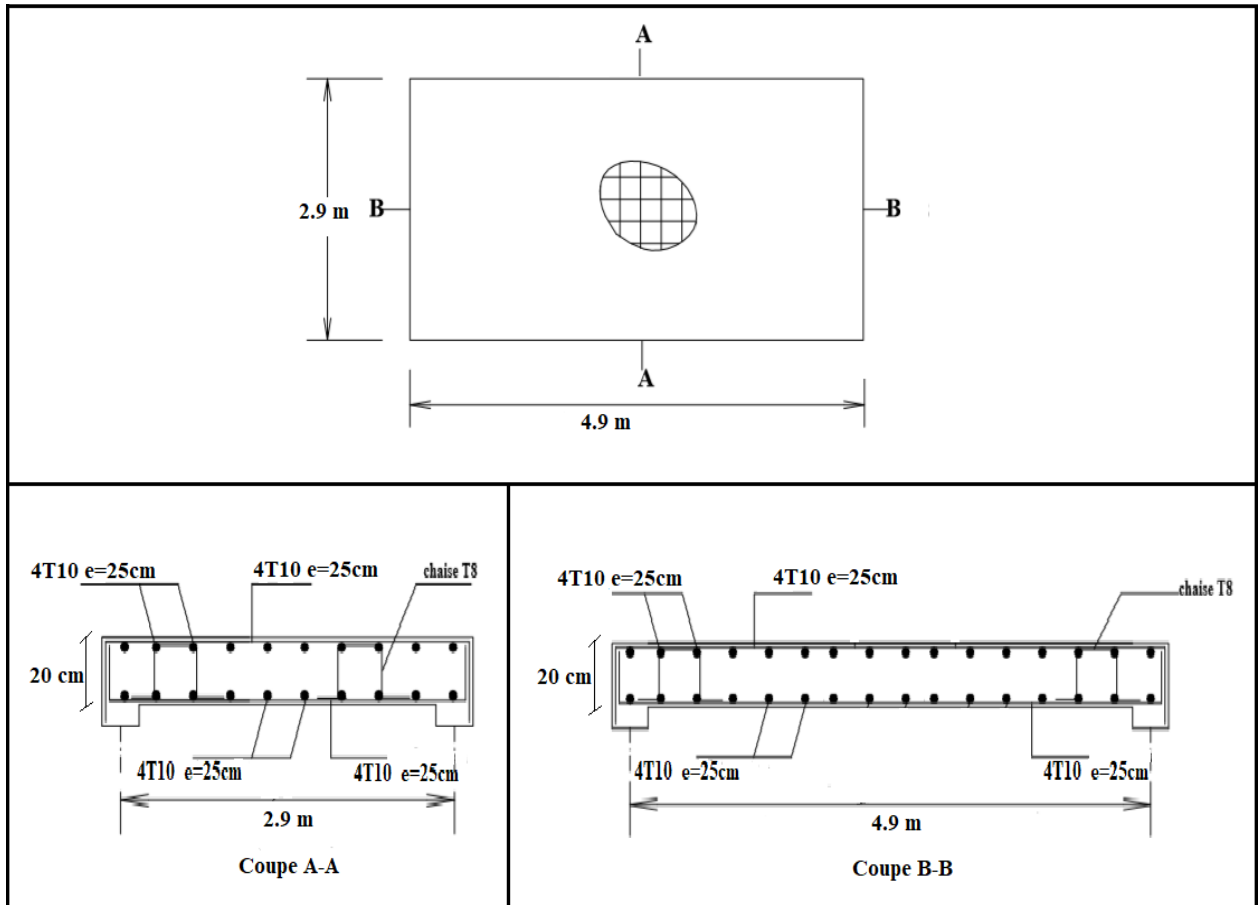


Figure III.27. Ferrailage de la dalle pleine

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 aux 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 par accélérogramme.

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, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone IIb * groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m

* groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

* groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 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 où 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, encasté à la base et où 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 donnés 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 :

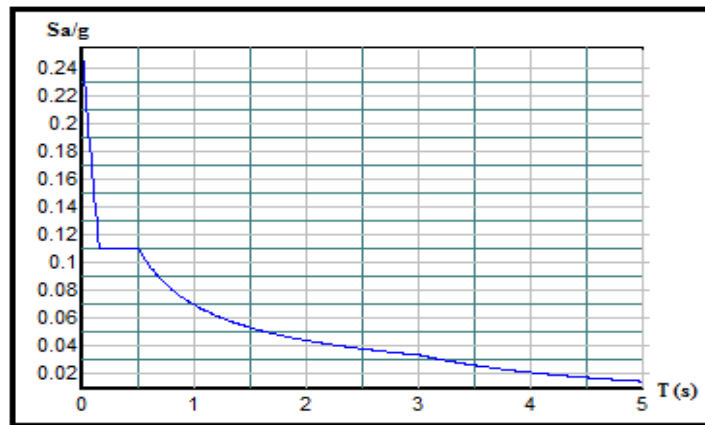


Figure IV.1. Spectre de réponse

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,

T₁, T₂ : 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= 22.61 m.

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

Selon x-x : L_x = 29.7 m.

Selon y-y : L_y = 23.3 m.

$$T = \begin{cases} \text{Selon x - x} \Rightarrow T_x = \min \begin{cases} T_x = 0,09 \frac{22,61}{\sqrt{29,7}} = 0,37 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (22,61)^{3/4} = 0,52 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_x = \min(0,37;0,52) \\ \text{Selon y - y} \Rightarrow T_y = \min \begin{cases} T_y = 0,09 \frac{22,61}{\sqrt{23,3}} = 0,42 \text{ sec} \\ T = 0,05 \times (22,1)^{3/4} = 0,52 \text{ sec} \end{cases} \Rightarrow T_y = \min(0,42;0,52) \end{cases}$$

Donc on prend:

Selon x-x : T_x= 0,37 s.

Selon y-y : T_y=0,42 s.

$$\text{Sol meuble} \Rightarrow \text{site3} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$$

➤ **Facteur d'amplification dynamique moyen :**

On a :

$$\begin{cases} T_x = 0,37 \text{ s} & 0 \leq T \leq T_2 \\ T_y = 0,42 \text{ s} & 0 \leq T \leq T_2 \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} D_x = 2,5\eta \dots\dots\dots 0 < T_x < T_2 \\ D_y = 2,5\eta \dots\dots\dots 0 < T_y < T_2 \end{cases}$$

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 : $\xi = 7\%$

$$\text{Donc} \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} \geq 0,7 = 0,882 > 0,7 \text{ (vérifier)}$$

- Avec voiles : $\xi = 10\%$

$$\text{Donc} \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} \geq 0,7 = 0,76 > 0,7 \text{ (vérifier)}$$

➤ **A.N :**

$$\text{Sans voiles : } D = 2,5 \times 0,882 = 2,20$$

$$\text{Avec voiles : } D = 2,5 \times 0,76 = 1,9$$

➤ **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 de structure portiques contreventés par des voiles en béton armé (R=4).

➤ 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	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1	Non	0.1

$$Q//xx = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.35$$

$$Q//yy = 1 + (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.1) = 1.35$$

➤ 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	2.20	2.20
Q	1.35	1.35
R	5	5
V	$V_x = 0,119 \times W$	$V_y = 0,119 \times W$

Tableau IV.3. Paramètres sismiques avec voiles

LES DONNEES	SENS X	SENS Y
A	0.20	0.20
D	1.90	1.90
Q	1.35	1.35
R	4	4
V	$V_x = 0,103 \times W$	$V_y = 0,103 \times W$

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.

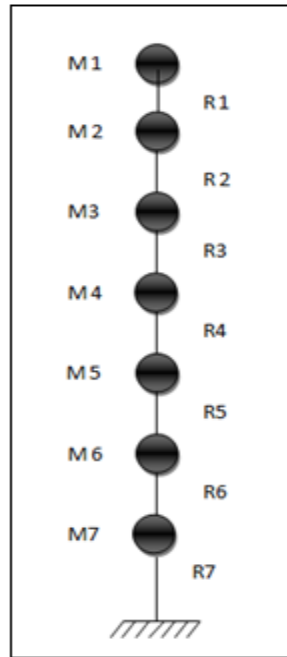


Figure.IV.2 Modélisation des masses et des rigidités.

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 :

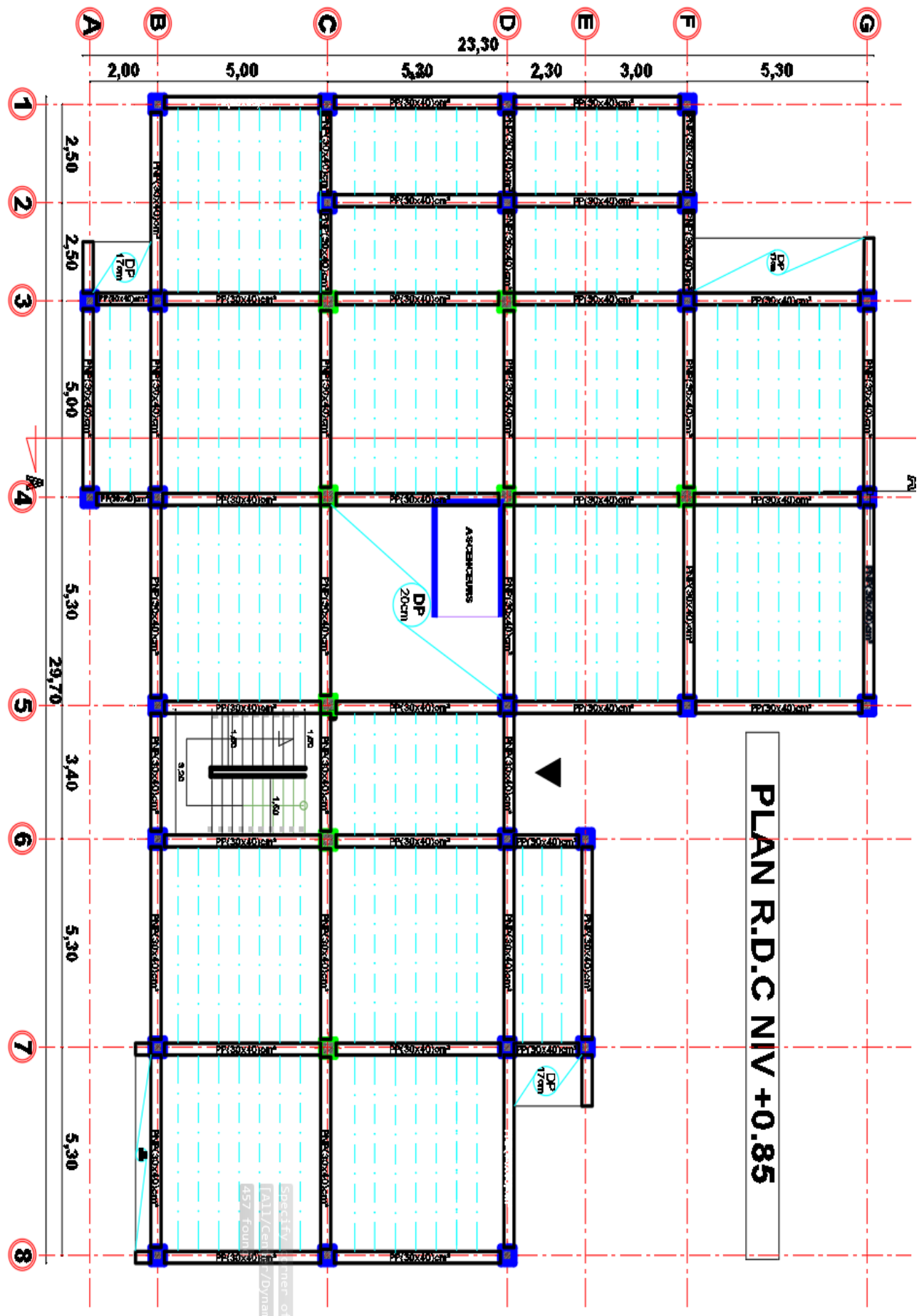


Figure.IV.3 schéma de la disposition des éléments

Tableau IV.4. La masse et centre massique de chaque niveau.

Centre massique de la terrasse					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	314,079	13,472	10,009	4231,231	3143,634
poteaux	11,991	13,112	9,830	157,232	117,879
poutres s	34,770	13,792	9,660	479,539	335,883
poutres p	33,090	12,976	10,388	429,363	343,725
acrotère	27,048	14,406	10,297	389,646	278,516
Maçonnerie demi-étage	39,822	13,684	10,595	544,908	421,930
Σ	460,800	Xm	Ym	6231,919	4641,566
		13,524	10,073		
Centre massique de niveau 2					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	243,083	13,328	10,222	3239,924	2484,674
poteaux	23,983	13,112	9,830	314,465	235,758
poutres s	34,770	13,792	9,660	479,539	335,883
poutres p	33,090	12,976	10,388	429,363	343,725
Maçonnerie étage	92,597	13,695	10,613	1268,105	982,688
escalier	7,468	16,427	4,458	122,682	33,292
Σ	434,991	Xm	Ym	5854,077	4416,020
		13,458	10,152		
Centre massique de niveau 3					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	243,083	13,328	10,222	3239,924	2484,674
poteaux	23,983	13,112	9,830	314,465	235,758
poutres s	34,770	13,792	9,660	479,539	335,883
poutres p	33,090	12,976	10,388	429,363	343,725
Maçonnerie étage	92,597	13,695	10,613	1268,105	982,688
escalier	14,936	17,000	4,458	253,915	66,583
Σ	442,459	Xm	Ym	5985,311	4449,312
		13,527	10,056		
Centre massique de niveau 4					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	243,083	13,328	10,222	3239,924	2484,674
poteaux	28,313	13,112	9,830	371,243	278,325
poutres s	34,350	13,804	9,659	474,173	331,790
poutres p	32,715	12,974	10,393	424,445	339,998
Maçonnerie étage	92,597	13,695	10,613	1268,105	982,688
escalier	14,936	17,000	4,458	253,915	66,583
Σ	445,994	Xm	Ym	6031,805	4484,058
		13,524	10,054		

Centre massique de niveau 5					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	243,083	13,328	10,222	3239,924	2484,674
poteaux	32,643	13,112	9,830	428,021	320,892
poutres s	34,350	13,804	9,659	474,173	331,790
poutres p	32,715	12,974	10,393	424,445	339,998
Maçonnerie étage	92,597	13,695	10,613	1268,105	982,688
escalier	14,936	17,000	4,458	253,915	66,583
Σ	450,324	Xm	Ym	6088,584	4526,626
		13,520	10,052		
Centre massique de niveau 6					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	243,083	13,328	10,222	3239,924	2484,674
poteaux	37,640	13,112	9,830	493,535	370,009
poutres s	33,930	13,812	9,658	468,642	327,696
poutres p	32,340	12,972	10,398	419,526	336,270
Maçonnerie étage	92,184	13,728	10,623	1265,507	979,296
escalier	14,936	17,000	4,458	253,915	66,583
Σ	454,112	Xm	Ym	6141,050	4564,529
		13,523	10,052		
Centre massique de niveau 7					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	255,763	12,580	10,399	3217,613	2659,758
poteaux	44,088	12,680	9,999	559,048	440,832
poutres s	34,980	13,435	9,833	469,955	343,950
poutres p	35,280	11,891	10,556	419,526	372,432
Maçonnerie étage	89,083	14,089	10,313	1255,069	918,671
escalier	14,936	17,000	4,458	253,915	66,583
acrotère	3,210	0,079	13,502	0,254	43,334
Σ	477,339	Xm	Ym	6175,380	4845,561
		12,937	10,151		

IV.5.2 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.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
Fil A	48869,191	7,500	0,000	366518,931	0,000
Fil B	171042,168	14,614	2,000	2499659,109	342084,336
Fil C	195476,763	13,100	7,000	2560745,598	1368337,342
Fil D	195476,763	13,100	12,300	2560745,598	2404364,187
Fil E	48869,191	21,350	14,600	1043357,224	713490,186
Fil F	122172,977	6,560	17,600	801454,729	2150244,395
Fil G	73303,786	10,100	22,900	740368,241	1678656,704
Σ	855210,839	Xr	Yr	10572849,430	8657177,150
		12,363	10,123		

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
Fil A	48869,191	7,500	0,000	366518,931	0,000
Fil B	171042,168	14,614	2,000	2499659,109	342084,336
Fil C	195476,763	13,100	7,000	2560745,598	1368337,342
Fil D	171042,168	14,971	12,300	2560745,598	2103818,664
Fil E	48869,191	21,350	14,600	1043357,224	713490,186
Fil F	97738,382	8,200	17,600	801454,729	1720195,516
Fil G	73303,786	10,100	22,900	740368,241	1678656,704
Σ	806341,648	Xr	Yr	10572849,430	7926582,748
		13,112	9,830		

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
Fil A	28646,222	7,500	0,000	214846,668	0,000
Fil B	100261,778	14,614	2,000	1465254,276	200523,557
Fil C	114584,890	13,100	7,000	1501062,054	802094,227
Fil D	100261,778	14,971	12,300	1501062,054	1233219,874
Fil E	28646,222	21,350	14,600	611596,848	418234,847
Fil F	57292,445	8,200	17,600	469798,047	1008347,028
Fil G	42969,334	10,100	22,900	433990,269	983997,739
Σ	472662,670	Xr	Yr	6197610,216	4646417,273
		13,112	9,830		

Tableau IV.8. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant.

N° du Poteau	Centre de rigidité N3, N2 et N1 30X30				
	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R
Fil A	15462,517	7,500	0,000	115968,881	0,000
Fil B	54118,811	14,614	2,000	790907,765	108237,622
Fil C	61850,070	13,100	7,000	810235,912	432950,487
Fil D	54118,811	14,971	12,300	810235,912	665661,374
Fil E	15462,517	21,350	14,600	330124,746	225752,754
Fil F	30925,035	8,200	17,600	253585,285	544280,612
Fil G	23193,776	10,100	22,900	234257,139	531137,473
Σ	255131,537	Xr	Yr	3345315,640	2508020,322
		13,112	9,830		

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	Masses (Ton)	Rigidité (kN/ml)	Centre de rigidité		Centre de masse		excentricité théorique		±5% max (lx,ly)
			Xr	Yr	Xm	Ym	ex (m)	ey(m)	(m)
1	460,800	255131,537	13,112	9,830	13,524	10,073	0,412	0,243	1,450
2	434,991	255131,537	13,112	9,830	13,458	10,152	0,346	0,322	1,450
3	442,459	255131,537	13,112	9,830	13,527	10,056	0,415	0,226	1,450
4	445,994	472662,670	13,112	9,830	13,524	10,054	0,412	0,224	1,450
5	450,324	472662,670	13,112	9,830	13,520	10,052	0,408	0,222	1,450
6	454,112	806341,648	13,112	9,830	13,523	10,052	0,411	0,221	1,450
7	477,339	855210,839	12,363	10,123	12,937	10,151	0,574	0,028	1,450

IV.5.3 Modélisation finale du système discret

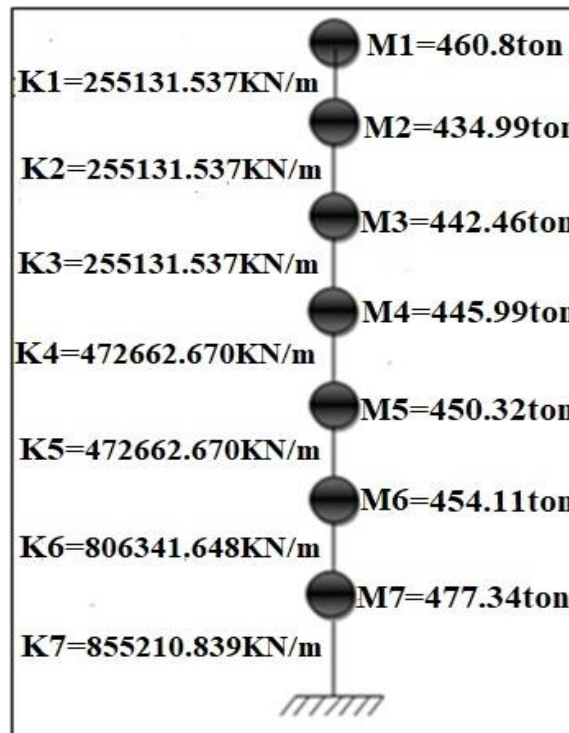


Figure IV.4. Modélisation du système.

IV.5.4 Résolution du système :

Détermination de la matrice masse :

$$[M] = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & M_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & M_4 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & M_5 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_6 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & M_7 \end{bmatrix} \text{ ton}$$

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 :

$$[M] = \begin{bmatrix} 460.800 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 434.991 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 442.459 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 445.994 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 450.324 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 454.112 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 477.339 \end{bmatrix} \text{ ton}$$

Matrice de rigidité :

$$[R] = 10^5 \times \begin{bmatrix} 2.551 & -2.551 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -2.551 & 5.103 & -2.551 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -2.551 & 5.103 & -2.551 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -2.551 & 7.278 & -4.727 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -4.727 & 9.453 & -4.727 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -4.727 & 12.790 & -8.063 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -8.063 & 16.616 \end{bmatrix} \text{ kN/ml}$$

IV.5.4.1 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.5.4.2 Dédution des périodes propres :

$$\omega_1 = 2.222 \text{ rad/s} \quad \text{et comme : } T = 2\pi/\omega \quad T_1 = 2.827 \text{ s}$$

$$\omega_2 = 5.768 \text{ rad/s} \quad T_2 = 1.089 \text{ s}$$

$$\omega_3 = 9.309 \text{ rad/s} \quad T_3 = 0.675 \text{ s}$$

$$\omega_4 = 12.210 \text{ rad/s} \quad T_4 = 0.515 \text{ s}$$

$$\omega_5 = 14.062 \text{ rad/s} \quad T_5 = 0.447 \text{ s}$$

$$\omega_6 = 17.609 \text{ rad/s} \quad T_6 = 0.357 \text{ s}$$

$$\omega_7 = 22.562 \text{ rad/s} \quad T_7 = 0.279 \text{ s}$$

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: $\omega_1 = 7.028 \text{ rad/s}$

$$[A1] = \begin{pmatrix} A11 \\ A12 \\ A13 \\ A14 \\ A15 \\ A16 \\ A17 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,0000 \\ 0,9108 \\ 0,7449 \\ 0,5152 \\ 0,3672 \\ 0,2019 \\ 0,0994 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_2 = 18,238 \text{ rad/s}$

$$[A2] = \begin{pmatrix} A21 \\ A22 \\ A23 \\ A24 \\ A25 \\ A26 \\ A27 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,0000 \\ 0,3992 \\ -0,4280 \\ -1,0083 \\ -1,0050 \\ -0,6832 \\ -0,3666 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_3 = 29,438 \text{ rad/s}$

$$[A3] = \begin{pmatrix} A31 \\ A32 \\ A33 \\ A34 \\ A35 \\ A36 \\ A37 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,0000 \\ -0,5652 \\ -1,2953 \\ -0,0787 \\ 0,6423 \\ 0,8330 \\ 0,5383 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_4 = 38,612 \text{ rad/s}$

$$[A4] = \begin{pmatrix} A41 \\ A42 \\ A43 \\ A44 \\ A45 \\ A46 \\ A47 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,0000 \\ -1,6928 \\ -0,0826 \\ 1,7411 \\ 0,2761 \\ -1,5811 \\ -1,3422 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_5 = 44,469 \text{ rad/s}$

$$[A5] = \begin{pmatrix} A51 \\ A52 \\ A53 \\ A54 \\ A55 \\ A56 \\ A57 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,0000 \\ -2,5717 \\ 1,3219 \\ 2,6897 \\ -1,2814 \\ -2,6577 \\ -0,5046 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_6 = 55,685 \text{ rad/s}$

$$[A6] = \begin{pmatrix} A61 \\ A62 \\ A63 \\ A64 \\ A65 \\ A66 \\ A67 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,0000 \\ -4,6005 \\ 14,1209 \\ -43,0936 \\ 52,1096 \\ -6,6332 \\ -29,4836 \end{pmatrix}$$

Pour : $\omega_7 = 71,347 \text{ rad/s}$

$$[A7] = \begin{pmatrix} A71 \\ A72 \\ A73 \\ A74 \\ A75 \\ A76 \\ A77 \end{pmatrix} = 10^3 \times \begin{pmatrix} 0,0010 \\ -0,0082 \\ 0,0537 \\ -0,3587 \\ 1,1415 \\ -2,8945 \\ 3,0377 \end{pmatrix}$$

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(Ton)	A ₁	M*A ₁	M*(A) ²	PM(%)
2,827	460,800	1,000	460,800	460,800	73,679
	434,991	0,911	396,189	360,849	
	442,459	0,745	329,588	245,510	
	445,994	0,515	229,776	118,381	
	450,324	0,367	165,359	60,720	
	454,112	0,202	91,685	18,511	
	477,339	0,099	47,448	4,716	
Σ	3166,019		1720,845	1269,487	
Mode 2	M(KN)	A ₁	M*A ₁	M*(A) ²	PM(%)
1,089	460,800	1,000	460,800	460,800	15,624
	434,991	0,399	173,648	69,320	
	442,459	-0,428	-189,372	81,051	
	445,994	-1,008	-449,696	453,428	
	450,324	-1,005	-452,576	454,839	
	454,112	-0,683	-310,249	211,962	
	477,339	-0,367	-174,993	64,152	
Σ	3166,019		-942,438	1795,553	
Mode 3	M(KN)	A ₁	M*A ₁	M*(A) ²	PM(%)
0,675	460,800	1,000	460,800	460,800	4,492
	434,991	-0,565	-245,857	138,958	
	442,459	-1,295	-573,117	742,358	
	445,994	-0,079	-35,100	2,762	
	450,324	0,642	289,243	185,781	
	454,112	0,833	378,275	315,103	
	477,339	0,538	256,952	138,317	
Σ	3166,019		531,197	1984,080	

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%.

$$\Rightarrow \sum MP_i \geq 90\%$$

Pour: $\omega_1 = 2.222 \text{ rad/s}$
 $T_1 = 2.827 \text{ s}$
 $PM_1 = 73.68 \%$

Pour: $\omega_2 = 5.768 \text{ rad/s}$
 $T_2 = 1.089 \text{ s}$
 $PM_2 = 15.62 \%$

Pour: $\omega_3 = 9.309 \text{ rad/s}$
 $T_3 = 0.675 \text{ s}$
 $PM_3 = 4.49 \%$

$$\sum PM_i = 93,794\%$$

IV.9 L'allure des modes :

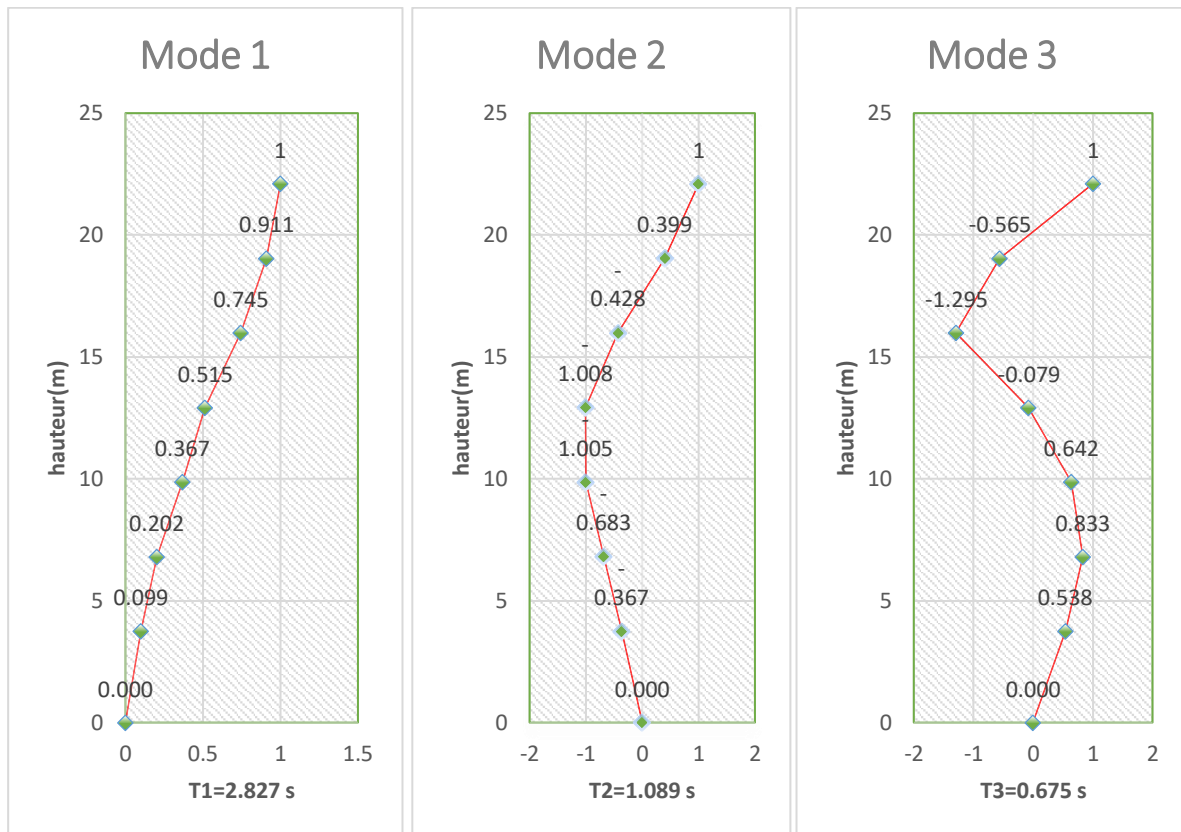


Figure.IV.5. L'allure des trois premiers modes

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 :

$$M'_i = [A_i] [M] (A)^T$$

Tableau.IV.11. Les masses généralisées

A1	M'1(ton)	A2	M'2(ton)	A3	M'3(ton)
1	1269,534	1	1795,230	1	1983,332
0,911		0,399		-0,565	
0,745		-0,428		-1,295	
0,515		-1,008		-0,079	
0,367		-1,005		0,642	
0,202		-0,683		0,833	
0,099		-0,367		0,538	

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 (ton)	A ₁	M' ₁ (ton)	α_1	A ₂	M' ₂ (ton)	α_2	A ₃	M' ₃ (ton)	α_3
460,800	1,000	1269,534	1,355	1,000	1795,230	-0,525	1,000	1983,332	0,268
434,991	0,911			0,399			-0,565		
442,459	0,745			-0,428			-1,295		
445,994	0,515			-1,008			-0,079		
450,324	0,367			-1,005			0,642		
454,112	0,202			-0,683			0,833		
477,339	0,099			-0,367			0,538		

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	1.35
Site	S3 (site meuble)

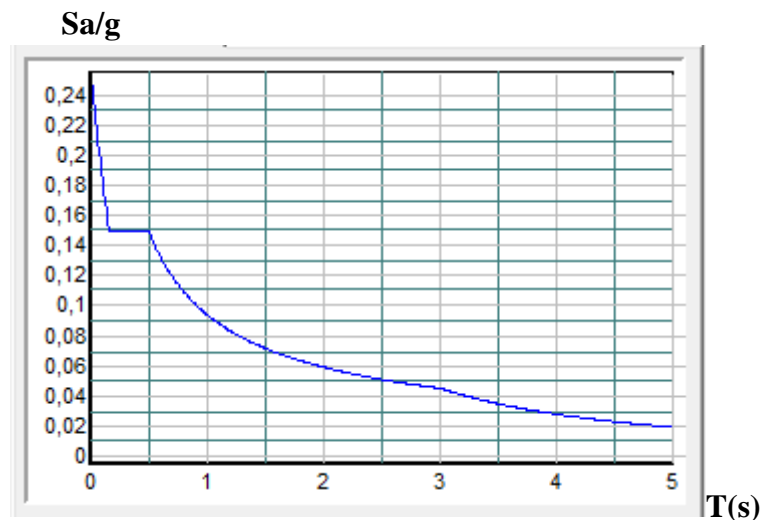


Figure IV.6. Spectre de réponse d'après RPA.

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
1,000	1,355	2,827	0,047	0,064	1,000	-0,525	1,089	0,089	-0,047	1,000	0,268	0,675	0,122	0,033
0,911				0,058	0,399				-0,019	-0,565				-0,018
0,745				0,047	-0,428				0,020	-1,295				-0,042
0,515				0,033	-1,008				0,047	-0,079				-0,003
0,367				0,023	-1,005				0,047	0,642				0,021
0,202				0,013	-0,683				0,032	0,833				0,027
0,099				0,006	-0,367				0,017	0,538				0,018

IV.5.9 Calcul des forces sismiques équivalentes maximales pour chaque mode

$$Q_i = [M] Xa_i$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.15. Les forces sismiques maximales pour chaque mode

M (ton)	Xa1	Qa1(kN)	Xa2	Qa2(kN)	Xa3	Qa3(kN)
460,800	0,064	293,534	-0,047	-215,308	0,033	150,513
434,991	0,058	252,432	-0,019	-81,096	-0,018	-80,277
442,459	0,047	209,979	0,020	88,484	-0,042	-187,156
445,994	0,033	146,313	0,047	210,057	-0,003	-11,508
450,324	0,023	105,278	0,047	211,465	0,021	94,433
454,112	0,013	58,433	0,032	144,921	0,027	123,558
477,339	0,006	30,103	0,017	81,854	0,018	83,882

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	293,534	-215,308	150,513	393,921
5	252,432	-81,096	-80,277	277,025
4	209,979	88,484	-187,156	294,870
3	146,313	210,057	-11,508	256,249
2	105,278	211,465	94,433	254,398
1	58,433	144,921	123,558	199,206
RDC	30,103	81,854	83,882	121,006

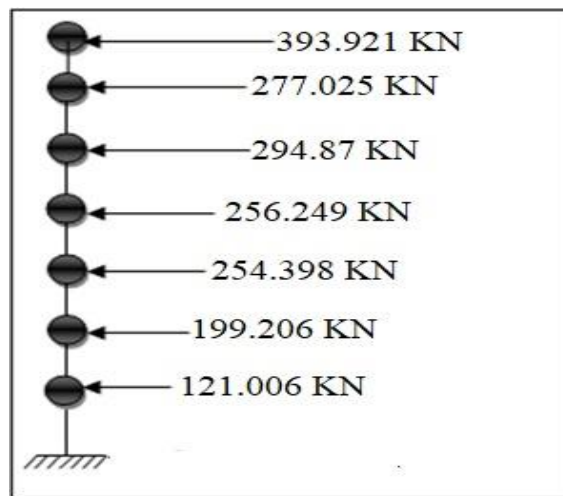


Figure IV.7. Les forces sismiques dans chaque niveau.

IV.5.11 Calcul de la force sismique pour chaque fil des poteaux :

On a distribué la force sismique de l'étage sur les files de ce dernier de manière proportionnelle à la rigidité des poteaux du niveau considéré.

On a obtenu les résultats suivants :

Tableau.IV.17. Exemple de calcul des forces sismiques subies par fil des poteaux

Rez de chaussée					
N° du Poteau	R(kN /m)	R _{globale} (kN /ml)	R/R _{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	48869,191	855210,839	0,057	121,006	6,915
Fil B	171042,168	855210,839	0,2	121,006	24,201
Fil C	195476,763	855210,839	0,229	121,006	27,659
Fil D	195476,763	855210,839	0,229	121,006	27,659
Fil E	48869,191	855210,839	0,057	121,006	6,915
Fil F	122172,977	855210,839	0,143	121,006	17,287
Fil G	73303,786	855210,839	0,086	121,006	10,372
Σ	855210,839				121,006

Niveau 6					
N° du Poteau	R(kN /m)	R_{globale} (kN /ml)	R/R_{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	48869,191	806341,648	0,061	199,206	12,073
Fil B	171042,168	806341,648	0,212	199,206	42,256
Fil C	195476,763	806341,648	0,242	199,206	48,292
Fil D	171042,168	806341,648	0,212	199,206	42,256
Fil E	48869,191	806341,648	0,061	199,206	12,073
Fil F	97738,382	806341,648	0,121	199,206	24,146
Fil G	73303,786	806341,648	0,091	199,206	18,110
Σ	806341,648				199,206
niveau 5					
N° du Poteau	R(kN /m)	R_{globale} (kN /ml)	R/R_{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	28646,222	472662,663	0,061	254,398	15,418
Fil B	100261,778	472662,663	0,212	254,398	53,963
Fil C	114584,890	472662,663	0,242	254,398	61,672
Fil D	100261,778	472662,663	0,212	254,398	53,963
Fil E	28646,222	472662,663	0,061	254,398	15,418
Fil F	57292,445	472662,663	0,121	254,398	30,836
Fil G	42969,334	472662,663	0,091	254,398	23,127
Σ	472662,670				254,398
niveau 4					
N° du Poteau	R(kN /m)	R_{globale} (kN /ml)	R/R_{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	28646,222	472662,663	0,061	256,249	15,530
Fil B	100261,778	472662,663	0,212	256,249	54,356
Fil C	114584,890	472662,663	0,242	256,249	62,121
Fil D	100261,778	472662,663	0,212	256,249	54,356
Fil E	28646,222	472662,663	0,061	256,249	15,530
Fil F	57292,445	472662,663	0,121	256,249	31,061
Fil G	42969,334	472662,663	0,091	256,249	23,295
Σ	472662,670				256,249
Niveau 3					
N° du Poteau	R(kN /m)	R_{globale} (kN /ml)	R/R_{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	15462,517	255131,547	0,061	294,870	17,871
Fil B	54118,811	255131,547	0,212	294,870	62,548
Fil C	61850,070	255131,547	0,242	294,870	71,484
Fil D	54118,811	255131,547	0,212	294,870	62,548
Fil E	15462,517	255131,547	0,061	294,870	17,871
Fil F	30925,035	255131,547	0,121	294,870	35,742
Fil G	23193,776	255131,547	0,091	294,870	26,806
Σ	255131,537				294,870

niveau 2					
N° du Poteau	R(kN /m)	R _{globale} (kN /ml)	R/R _{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	15462,517	255131,547	0,061	277,025	16,789
Fil B	54118,811	255131,547	0,212	277,025	58,763
Fil C	61850,070	255131,547	0,242	277,025	67,158
Fil D	54118,811	255131,547	0,212	277,025	58,763
Fil E	15462,517	255131,547	0,061	277,025	16,789
Fil F	30925,035	255131,547	0,121	277,025	33,579
Fil G	23193,776	255131,547	0,091	277,025	25,184
Σ	255131,537				277,025
niveau 1					
N° du Poteau	R(kN /m)	R _{globale} (kN /ml)	R/R _{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	15462,517	255131,547	0,061	393,921	23,874
Fil B	54118,811	255131,547	0,212	393,921	83,559
Fil C	61850,070	255131,547	0,242	393,921	95,496
Fil D	54118,811	255131,547	0,212	393,921	83,559
Fil E	15462,517	255131,547	0,061	393,921	23,874
Fil F	30925,035	255131,547	0,121	393,921	47,748
Fil G	23193,776	255131,547	0,091	393,921	35,811
Σ	255131,537				393,921

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.18. L'effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque niveau

Niveau	hauteur (m)	E (kN)	V (kN)	M(kN.m)
6	3,23	393,921	393,92127	1272,3657
5	3,23	277,025	670,94665	2167,1577
4	3,23	294,870	965,81625	3119,5865
3	3,23	256,249	1222,0656	3947,2718
2	3,23	254,398	1476,4636	4768,9773
1	3,23	199,206	1675,6695	5412,4125
RDC	3,23	121,006	1796,6758	5803,263

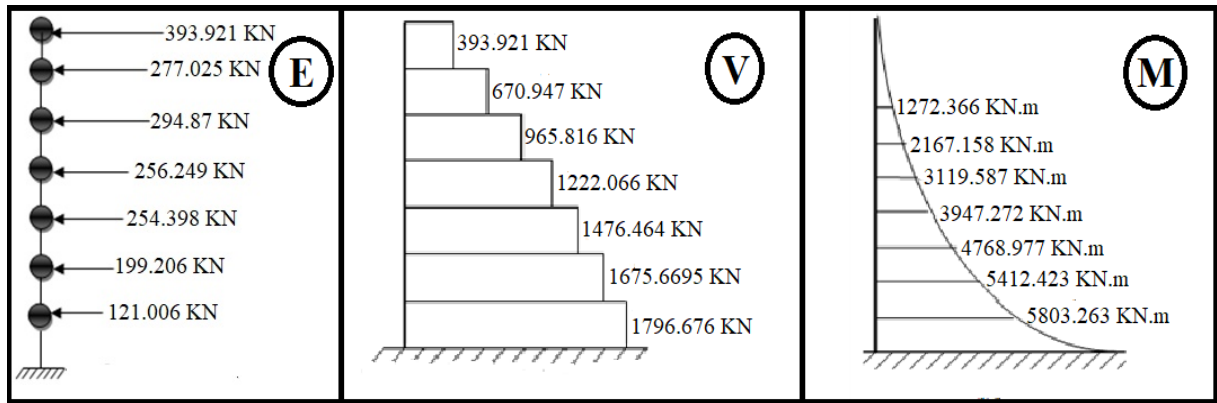


Figure IV.8. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant

IV.5.13 Vérification :

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 1796,6758 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 1796,6758 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_s^x = 0.119 \times W \\ V_s^y = 0.119 \times W \end{cases} \quad \text{On a : } W = 31660,19 \text{ kN} \Rightarrow \begin{cases} V_s^x = 3767,56 \text{ kN} \\ V_s^y = 3767,56 \text{ kN} \end{cases} \begin{cases} 0,8V^x = 3014,05 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 3014,05 \text{ kN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 1796,6758 \text{ kN} \geq 0,8V^x = 3014,05 \text{ kN} \dots \text{CNV} \\ V_t^y = 1796,6758 \text{ kN} \geq 0,8V^y = 3014,05 \text{ kN} \dots \text{CNV} \end{cases}$$

➤ Déplacements inter étages

Tableau IV.19. Vérification des déplacements inter étages

Story	δ_k	$\delta_k = R \cdot \delta_k$	Δ_k	1%hn	Obs
STORY7	0,064	0,320	0,030	0.032	CV
STORY6	0,058	0,290	0,055	0.032	CNV
STORY5	0,047	0,235	0,070	0.032	CNV
STORY4	0,033	0,165	0,050	0.032	CNV
STORY3	0,023	0,115	0,050	0.032	CNV
STORY2	0,013	0,065	0,035	0.032	CNV
STORY1	0,006	0,030	0,030	0.032	CV

➤ 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.20. Vérification l'effet P- Δ

Story	P	Δ	V	h	θ	≤ 0.1
STORY7	4608,000	0,030	393,921	3,230	0,109	NON
STORY6	4349,910	0,055	277,025	3,230	0,267	NON
STORY5	4424,590	0,070	294,870	3,230	0,325	NON
STORY4	4459,940	0,050	256,249	3,230	0,269	NON
STORY3	4503,240	0,050	254,398	3,230	0,274	NON
STORY2	4541,120	0,035	199,206	3,230	0,247	NON
STORY1	4773,390	0,030	121,006	3,230	0,366	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 :

Tableau IV.21. La masse et centre massique de chaque niveau sens x-x

Centre massique de la terrasse					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	384,336	13,111	10,227	5039,187	3930,512
poteaux	11,991	13,112	9,830	157,232	117,879
poutres s	34,770	13,792	9,660	479,539	335,883
poutres p	33,090	12,976	10,388	429,363	343,725
acrotère	27,048	14,406	10,297	389,646	278,516
Maçonnerie demi-étage	38,816	13,719	10,547	532,509	409,405
L'ascenseur	6,622	11,098	11,200	73,483	74,161
Voile 1	0,646	23,400	2,000	15,116	1,292
Voile 2	0,646	14,700	22,900	9,496	14,793
Σ	537,965	Xm	Ym	7125,571	5506,166
		13,245	10,235		
Centre massique de niveau 2					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	243,083	13,328	10,222	3239,924	2484,674
poteaux	23,983	13,112	9,830	314,465	235,758
poutres s	34,770	13,792	9,660	479,539	335,883
poutres p	33,090	12,976	10,388	429,363	343,725
Maçonnerie étage	90,254	13,730	10,565	1239,224	953,515
escalier	7,468	16,427	4,458	122,682	33,292
L'ascenseur	13,243	11,098	11,200	146,965	148,322
Voile 1	1,292	23,400	2,000	30,233	2,584
Voile 2	1,292	14,700	22,900	18,992	29,587
Σ	448,474	Xm	Ym	6021,387	4567,339
		13,426	10,184		
Centre massique de niveau 3					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	243,083	13,328	10,222	3239,924	2484,674
poteaux	23,983	13,112	9,830	314,465	235,758
poutres s	34,770	13,792	9,660	479,539	335,883
poutres p	33,090	12,976	10,388	429,363	343,725
Maçonnerie étage	90,254	13,730	10,565	1239,224	953,515
escalier	14,936	17,000	4,458	253,915	66,583
L'ascenseur	13,243	11,098	11,200	146,965	148,322
Voile 1	1,292	23,400	2,000	30,233	2,584
Voile 2	1,292	14,700	22,900	18,992	29,587
Σ	455,942	Xm	Ym	6152,620	4600,631
		13,494	10,090		

Centre massique de niveau 4					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	243,083	13,328	10,222	3239,924	2484,674
poteaux	28,313	13,112	9,830	371,243	278,325
poutres s	34,350	13,804	9,659	474,173	331,790
poutres p	32,715	12,974	10,393	424,445	339,998
Maçonnerie étage	90,254	13,730	10,565	1239,224	953,515
escalier	14,936	17,000	4,458	253,915	66,583
L'ascenseur	13,243	11,098	11,200	146,965	148,322
Voile 1	1,292	23,400	2,000	30,233	2,584
Voile 2	1,292	14,700	22,900	18,992	29,587
Σ	459,478	Xm	Ym	6199,115	4635,377
		13,492	10,088		
Centre massique de niveau 5					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	243,083	13,328	10,222	3239,924	2484,674
poteaux	32,643	13,112	9,830	428,021	320,892
poutres s	34,350	13,804	9,659	474,173	331,790
poutres p	32,715	12,974	10,393	424,445	339,998
Maçonnerie étage	90,254	13,730	10,565	1239,224	953,515
escalier	14,936	17,000	4,458	253,915	66,583
L'ascenseur	13,243	11,098	11,200	146,965	148,322
Voile 1	1,292	23,400	2,000	30,233	2,584
Voile 2	1,292	14,700	22,900	18,992	29,587
Σ	463,808	Xm	Ym	6255,893	4677,945
		13,488	10,086		
Centre massique de niveau 6					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	243,083	13,328	10,222	3239,924	2484,674
poteaux	37,640	13,112	9,830	493,535	370,009
poutres s	33,930	13,812	9,658	468,642	327,696
poutres p	32,340	12,972	10,398	419,526	336,270
Maçonnerie étage	89,840	13,765	10,576	1236,627	950,123
escalier	14,936	17,000	4,458	253,915	66,583
L'ascenseur	13,243	11,098	11,200	146,965	148,322
Voile 1	1,292	23,400	2,000	30,233	2,584
Voile 2	1,292	14,700	22,900	18,992	29,587
Σ	467,596	Xm	Ym	6308,359	4715,848
		13,491	10,085		

Centre massique de niveau 7					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	255,763	12,580	10,399	3217,613	2659,758
poteaux	44,088	12,680	9,999	559,048	440,832
poutres s	34,980	13,435	9,833	469,955	343,950
poutres p	35,280	11,891	10,556	419,526	372,432
Maçonnerie étage	86,657	14,137	10,243	1225,057	887,602
escalier	14,936	17,000	4,458	253,915	66,583
acrotère	3,210	0,079	13,502	0,254	43,334
L'ascenseur	13,243	11,098	11,200	146,965	148,322
Voile 1	1,292	23,400	2,000	30,233	2,584
Voile 2	1,292	14,700	22,900	18,992	29,587
Σ	490,740	Xm	Ym	6341,558	4994,984
		12,922	10,178		

Tableau IV.22. La masse et centre massique de chaque niveau sens y-y

Centre massique de la terrasse					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	384,336	13,111	10,227	5039,187	3930,512
poteaux	11,991	13,112	9,830	157,232	117,879
poutres s	34,770	13,792	9,660	479,539	335,883
poutres p	33,090	12,976	10,388	429,363	343,725
acrotère	27,048	14,406	10,297	389,646	278,516
Maçonnerie étage	38,816	13,719	10,547	532,509	409,405
L'ascenseur	6,622	11,098	11,200	73,483	74,161
Voile 1	0,646	0,000	0,000	0,000	0,000
Voile 2	0,646	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ	537,965	Xm	Ym	7100,958	5490,081
		13,200	10,205		
Centre massique de niveau 2					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	243,083	13,328	10,222	3239,924	2484,674
poteaux	23,983	13,112	9,830	314,465	235,758
poutres s	34,770	13,792	9,660	479,539	335,883
poutres p	33,090	12,976	10,388	429,363	343,725
Maçonnerie étage	90,254	13,730	10,565	1239,224	953,515
escalier	7,468	16,427	4,458	122,682	33,292
L'ascenseur	13,243	11,098	11,200	146,965	148,322
Voile 1	1,292	0,000	0,000	0,000	0,000
Voile 2	1,292	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ	448,474	Xm	Ym	5972,162	4535,168
		13,317	10,112		

Centre massique de niveau 3					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	243,083	13,328	10,222	3239,924	2484,674
poteaux	23,983	13,112	9,830	314,465	235,758
poutres s	34,770	13,792	9,660	479,539	335,883
poutres p	33,090	12,976	10,388	429,363	343,725
Maçonnerie étage	90,254	13,730	10,565	1239,224	953,515
escalier	14,936	17,000	4,458	253,915	66,583
L'ascenseur	13,243	11,098	11,200	146,965	148,322
Voile 1	1,292	0,000	0,000	0,000	0,000
Voile 2	1,292	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ	455,942	Xm	Ym	6103,395	4568,460
		13,386	10,020		
Centre massique de niveau 4					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	243,083	13,328	10,222	3239,924	2484,674
poteaux	28,313	13,112	9,830	371,243	278,325
poutres s	34,350	13,804	9,659	474,173	331,790
poutres p	32,715	12,974	10,393	424,445	339,998
Maçonnerie étage	90,254	13,730	10,565	1239,224	953,515
escalier	14,936	17,000	4,458	253,915	66,583
L'ascenseur	13,243	11,098	11,200	146,965	148,322
Voile 1	1,292	0,000	0,000	0,000	0,000
Voile 2	1,292	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ	459,478	Xm	Ym	6149,890	4603,206
		13,385	10,018		
Centre massique de niveau 5					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	243,083	13,328	10,222	3239,924	2484,674
poteaux	32,643	13,112	9,830	428,021	320,892
poutres s	34,350	13,804	9,659	474,173	331,790
poutres p	32,715	12,974	10,393	424,445	339,998
Maçonnerie étage	90,254	13,730	10,565	1239,224	953,515
escalier	14,936	17,000	4,458	253,915	66,583
L'ascenseur	13,243	11,098	11,200	146,965	148,322
Voile 1	1,292	0,000	0,000	0,000	0,000
Voile 2	1,292	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ	463,808	Xm	Ym	6206,668	4645,774
		13,382	10,017		

Centre massique de niveau 6					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	243,083	13,328	10,222	3239,924	2484,674
poteaux	37,640	13,112	9,830	493,535	370,009
poutres s	33,930	13,812	9,658	468,642	327,696
poutres p	32,340	12,972	10,398	419,526	336,270
Maçonnerie étage	89,840	13,765	10,576	1236,627	950,123
escalier	14,936	17,000	4,458	253,915	66,583
L'ascenseur	13,243	11,098	11,200	146,965	148,322
Voile 1	1,292	0,000	0,000	0,000	0,000
Voile 2	1,292	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ	467,596	Xm	Ym	6259,134	4683,677
		13,386	10,017		
Centre massique de niveau 7					
élément	Masse (Ton)	X	Y	X*M	Y*M
plancher	255,763	12,580	10,399	3217,613	2659,758
poteaux	44,088	12,680	9,999	559,048	440,832
poutres s	34,980	13,435	9,833	469,955	343,950
poutres p	35,280	11,891	10,556	419,526	372,432
Maçonnerie étage	86,657	14,137	10,243	1225,057	887,602
escalier	14,936	17,000	4,458	253,915	66,583
acrotère	3,210	0,079	13,502	0,254	43,334
L'ascenseur	13,243	11,098	11,200	146,965	148,322
Voile 1	1,292	0,000	0,000	0,000	0,000
Voile 2	1,292	0,000	0,000	0,000	0,000
Σ	490,740	Xm	Ym	6292,333	4962,813
		12,822	10,113		

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.23. 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
Fil A	48869,191	7,500	0,000	366518,931	0,000
Fil B	146607,572	13,050	2,000	1913228,820	293215,145
Fil C	195476,763	13,100	7,000	2560745,598	1368337,342
Fil D	195476,763	13,100	12,300	2560745,598	2404364,187
Fil E	48869,191	21,350	14,600	1043357,224	713490,186
Fil F	122172,977	6,560	17,600	801454,729	2150244,395
Fil G	48869,191	7,500	22,900	366518,931	1119104,469
l'ascenseur	17552820,684	11,070	11,250	194309724,968	197469232,691
Voile 1	452421,806	23,400	2,000	10586670,250	904843,611
Voile 2	452421,806	14,700	22,900	6650600,542	10360459,347
Σ	19264005,943	Xr	Yr	221159565,590	216783291,374
		11,480	11,253		

Tableau IV.24. Rigidité et centre de rigidité du rez de chaussée y-y

Centre de rigidité N7 RDC 40X40					
N° du Poteau	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R
Fil A	48869,191	7,500	0,000	366518,931	0,000
Fil B	146607,572	13,050	2,000	1913228,820	293215,145
Fil C	195476,763	13,100	7,000	2560745,598	1368337,342
Fil D	195476,763	13,100	12,300	2560745,598	2404364,187
Fil E	48869,191	21,350	14,600	1043357,224	713490,186
Fil F	122172,977	6,560	17,600	801454,729	2150244,395
Fil G	48869,191	7,500	22,900	366518,931	1119104,469
l'ascenseur	15823309,48	11,07	11,25	175164035,917	178012231,623
Voile 1	0,000	23,400	2,000	0,000	0,000
Voile 2	0,000	14,700	22,900	0,000	0,000
Σ	16629651,126	Xr	Yr	184776605,747	186060987,348
		11,111	11,189		

Tableau IV.25. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant x-x

Centre de rigidité N6 40X40					
N° du Poteau	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R
Fil A	48869,191	7,500	0,000	366518,931	0,000
Fil B	146607,572	13,050	2,000	1913228,820	293215,145
Fil C	195476,763	13,100	7,000	2560745,598	1368337,342
Fil D	171042,168	14,971	12,300	2560745,598	2103818,664
Fil E	48869,191	21,350	14,600	1043357,224	713490,186
Fil F	97738,382	8,200	17,600	801454,729	1720195,516

Fil G	48869,191	7,500	22,9	366518,931	1119104,469
l'ascenseur	17552820,684	11,070	11,250	194309724,968	197469232,691
Voile 1	452421,806	23,400	2	10586670,250	904843,611
Voile 2	452421,806	14,700	22,9	6650600,542	10360459,347
Σ	19215136,752	Xr	Yr	221159565,590	216052696,971
		11,510	11,244		

Tableau IV.26. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant y-y

Centre de rigidité N6 40X40					
N° du Poteau	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R
Fil A	48869,191	7,500	0,000	366518,931	0,000
Fil B	146607,572	13,050	2,000	1913228,820	293215,145
Fil C	195476,763	13,100	7,000	2560745,598	1368337,342
Fil D	171042,168	14,971	12,300	2560745,598	2103818,664
Fil E	48869,191	21,350	14,600	1043357,224	713490,186
Fil F	97738,382	8,200	17,600	801454,729	1720195,516
Fil G	48869,191	7,500	22,9	366518,931	1119104,469
l'ascenseur	15823309,48	11,07	11,25	175164035,917	178012231,623
Voile 1	0,000	23,400	2	0,000	0,000
Voile 2	0,000	14,700	22,9	0,000	0,000
Σ	16580781,935	Xr	Yr	184776605,747	185330392,945
		11,144	11,177		

Tableau IV.27. 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
Fil A	28646,222	7,500	0,000	214846,668	0,000
Fil B	85938,667	13,050	2,000	1121499,607	171877,334
Fil C	114584,890	13,100	7,000	1501062,054	802094,227
Fil D	100261,778	14,971	12,300	1501062,054	1233219,874
Fil E	28646,222	21,350	14,600	611596,848	418234,847
Fil F	57292,445	8,200	17,600	469798,047	1008347,028
Fil G	28646,222	7,500	22,900	214846,668	655998,493
l'ascenseur	17552820,684	11,070	11,250	194309724,968	197469232,691
Voile 1	374536,533	23,400	2,000	8764154,865	749073,065
Voile 2	374536,533	14,700	22,900	5505687,031	8576886,599
Σ	18745910,196	Xr	Yr	214214278,810	211084964,159
		11,427	11,260		

Tableau IV.28. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant y-y

Centre de rigidité N5 et N4 35X35					
N° du Poteau	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R
Fil A	28646,222	7,500	0,000	214846,668	0,000
Fil B	85938,667	13,050	2,000	1121499,607	171877,334
Fil C	114584,890	13,100	7,000	1501062,054	802094,227
Fil D	100261,778	14,971	12,300	1501062,054	1233219,874
Fil E	28646,222	21,350	14,600	611596,848	418234,847
Fil F	57292,445	8,200	17,600	469798,047	1008347,028
Fil G	28646,222	7,500	22,900	214846,668	655998,493
l'ascenseur	15823309,48	11,07	11,25	175164035,917	178012231,623
Voile 1	0,000	23,400	2,000	0,000	0,000
Voile 2	0,000	14,700	22,900	0,000	0,000
Σ	16267325,925	Xr	Yr	180798747,863	182302003,427
		11,114	11,207		

Tableau IV.29. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant x-x

Centre de rigidité N3, N2 et N1 30X30					
N° du Poteau	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R
Fil A	15462,517	7,500	0,000	115968,881	0,000
Fil B	46387,5522	13,05	2	605357,5562	92775,1044
Fil C	61850,070	13,100	7,000	810235,912	432950,487
Fil D	54118,811	14,971	12,300	810235,912	665661,374
Fil E	15462,517	21,350	14,600	330124,746	225752,754
Fil F	30925,035	8,200	17,600	253585,285	544280,612
Fil G	15462,5174	7,5	22,9	115968,8805	354091,6485
l'ascenseur	17552820,68	11,07	11,25	194309724,968	197469232,691
Voile 1	304668,8615	23,4	2	7129251,358	609337,7229
Voile 2	304668,8615	14,7	22,9	4478632,263	6976916,927
Σ	18401827,426	Xr	Yr	208959085,762	207370999,322
		11,355	11,269		

Tableau IV.30. Rigidité et centre de rigidité d'étage courant y-y

Centre de rigidité N3, N2 et N1 30X30					
N° du Poteau	R(kN/m)	X	Y	X*R	Y*R
Fil A	15462,517	7,500	0,000	115968,881	0,000
Fil B	46387,5522	13,05	2	605357,5562	92775,1044
Fil C	61850,070	13,100	7,000	810235,912	432950,487
Fil D	54118,811	14,971	12,300	810235,912	665661,374

Fil E	15462,517	21,350	14,600	330124,746	225752,754
Fil F	30925,035	8,200	17,600	253585,285	544280,612
Fil G	15462,5174	7,5	22,9	115968,8805	354091,6485
l'ascenseur	15823309,478	11,070	11,250	175164035,917	178012231,623
Voile 1	0,000	23,400	2,000	0,000	0,000
Voile 2	0,000	14,700	22,900	0,000	0,000
Σ	16062978,497	Xr	Yr	178205513,090	180327743,604
		11,094	11,226		

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

$$e = \max \left\{ \begin{array}{l} \pm 5\% \max(lx, ly) \\ \text{excentricité théorique} \end{array} \right. \Rightarrow e = \max \left\{ \begin{array}{l} \pm 5\% \max(29.70m; 23.3m) \\ \end{array} \right. \Rightarrow e = 1.45m$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.31. Détermination de l'excentricité x-x

Niveau	masses (ton)	Rigidité (kN/ml)	Centre de rigidité		Centre de masse		excentricité théorique		$\pm 5\% \max(lx, ly)$ (m)
			Xr	Yr	Xm	Ym	ex (m)	ey(m)	
1	537,965	18401827,43	11,355	11,269	13,245	10,235	1,890	-1,034	1,450
2	448,474	18401827,43	11,355	11,269	13,426	10,184	2,071	-1,085	1,450
3	455,942	18401827,43	11,355	11,269	13,494	10,090	2,139	-1,179	1,450
4	459,478	18745910,2	11,427	11,260	13,492	10,088	2,064	-1,172	1,450
5	463,808	18745910,2	11,427	11,260	13,488	10,086	2,061	-1,174	1,450
6	467,596	19215136,75	11,510	11,244	13,491	10,085	1,981	-1,159	1,450
7	490,740	19264005,94	11,480	11,253	12,922	10,178	1,442	-1,075	1,450

Tableau IV.32. Détermination de l'excentricité y-y

Niveau	masses (ton)	Rigidité (kN/ml)	Centre de rigidité		Centre de masse		excentricité théorique		$\pm 5\% \max(lx, ly)$ (m)
			Xr	Yr	Xm	Ym	ex (m)	ey(m)	
1	537,965	16062978	11,094	11,226	13,200	10,205	2,106	-1,021	1,450
2	448,474	16062978	11,094	11,226	13,317	10,112	2,222	-1,114	1,450
3	455,942	16062978	11,094	11,226	13,386	10,020	2,292	-1,206	1,450
4	459,478	16267326	11,114	11,207	13,385	10,018	2,271	-1,189	1,450
5	463,808	16267326	11,114	11,207	13,382	10,017	2,268	-1,190	1,450
6	467,596	16580782	11,144	11,177	13,386	10,017	2,242	-1,161	1,450
7	490,740	16629651	11,111	11,189	12,822	10,113	1,711	-1,076	1,450

IV.6.3 Modélisation finale du système discret :

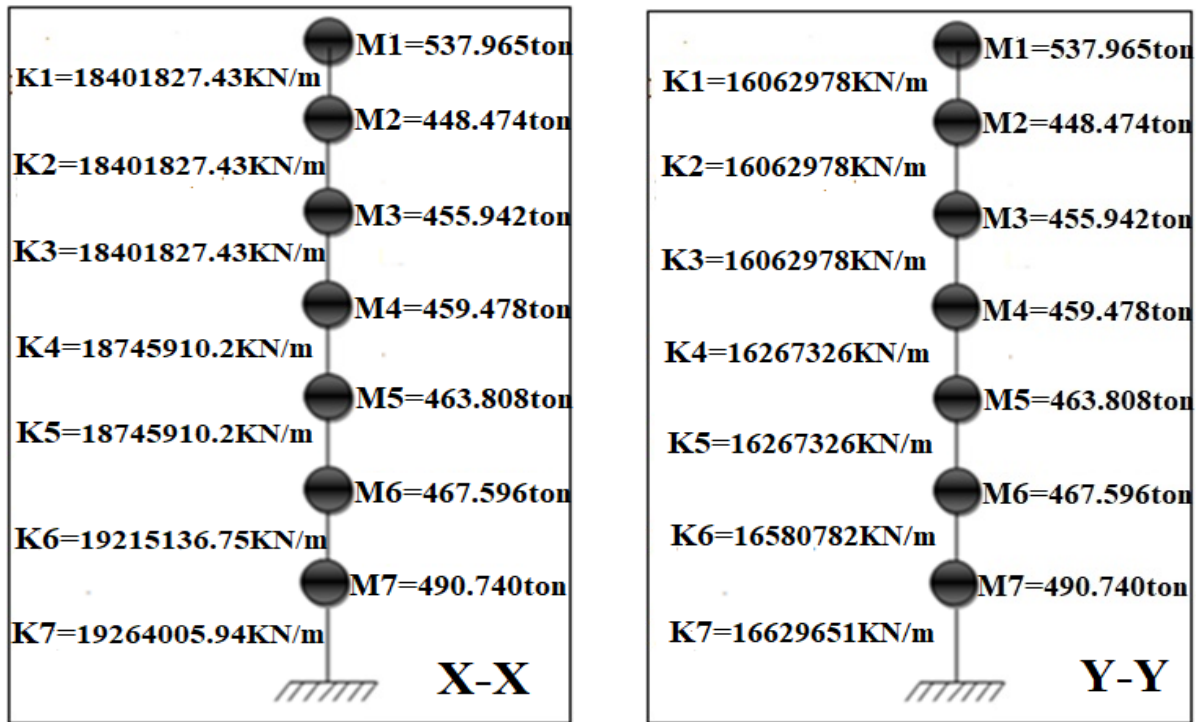


Figure IV.10. Modélisation du système.

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 :

$$[R] = \begin{bmatrix} R_1 & -R_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -R_1 & (R_1 + R_2) & -R_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -R_2 & (R_2 + R_3) & -R_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -R_3 & (R_3 + R_4) & -R_4 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -R_4 & (R_4 + R_5) & -R_5 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -R_5 & (R_5 + R_6) & -R_6 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -R_6 & (R_6 + R_7) \end{bmatrix} \text{ kN/ml}$$

Application numérique :

Matrice de masse :

$$[M] = \begin{bmatrix} 537,965 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 448,474 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 455,942 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 459,478 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 463,808 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 467,596 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 490,740 \end{bmatrix} \text{ ton}$$

Matrice de rigidité x-x :

$$[R_x] = 10^7 \times \begin{bmatrix} 1.6063 & -1.6063 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1.6063 & 3.2126 & -1.6063 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1.6063 & 3.2126 & -1.6063 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1.6063 & 3.2330 & -1.6267 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1.6267 & 3.2535 & -1.6267 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1.6267 & 3.2897 & -1.6630 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1.6630 & 3.5894 \end{bmatrix} \text{ kN/ml}$$

Matrice de rigidité y-y :

$$[R_y] = 10^7 \times \begin{bmatrix} 1.8402 & -1.8402 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1.8402 & 3.6804 & -1.8402 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1.8402 & 3.6804 & -1.8402 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -1.8402 & 3.7148 & -1.8746 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -1.8746 & 3.7492 & -1.8746 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1.8746 & 3.7961 & -1.9215 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -1.9215 & 3.8479 \end{bmatrix} \text{ kN/ml}$$

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 Dédution des périodes propres

Sens x

$\omega_1 = 12.468$ rad/s	et comme : $T = 2\pi/\omega$	$T_1 = 0.504$ s
$\omega_2 = 36.488$ rad/s		$T_2 = 0.172$ s
$\omega_3 = 59.018$ rad/s		$T_3 = 0.107$ s
$\omega_4 = 79.008$ rad/s		$T_4 = 0.080$ s
$\omega_5 = 95.867$ rad/s		$T_5 = 0.066$ s
$\omega_6 = 108.340$ rad/s		$T_6 = 0.058$ s
$\omega_7 = 115.999$ rad/s		$T_7 = 0.054$ s

Sens y

$\omega_1 = 13.156$ rad/s	et comme : $T = 2\pi/\omega$	$T_1 = 0.478$ s
$\omega_2 = 38.463$ rad/s		$T_2 = 0.163$ s
$\omega_3 = 62.354$ rad/s		$T_3 = 0.101$ s
$\omega_4 = 83.751$ rad/s		$T_4 = 0.075$ s
$\omega_5 = 102.092$ rad/s		$T_5 = 0.062$ s
$\omega_6 = 115.779$ rad/s		$T_6 = 0.045$ s
$\omega_7 = 124.275$ rad/s		$T_7 = 0.051$ 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: $\omega_1 = 12.468$ rad/s

Pour: $\omega_2 = 36.488$ rad/s

Pour: $\omega_3 = 59.018$ rad/s

$$[A1] = \begin{pmatrix} A11 \\ A12 \\ A13 \\ A14 \\ A15 \\ A16 \\ A17 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ 0.9479 \\ 0.8547 \\ 0.7238 \\ 0.5628 \\ 0.3768 \\ 0.1783 \end{pmatrix}$$

$$[A2] = \begin{pmatrix} A21 \\ A22 \\ A23 \\ A24 \\ A25 \\ A26 \\ A27 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ 0.5541 \\ -0.0977 \\ -0.7127 \\ -1.0519 \\ -0.9918 \\ -0.5618 \end{pmatrix}$$

$$[A3] = \begin{pmatrix} A31 \\ A32 \\ A33 \\ A34 \\ A35 \\ A36 \\ A37 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -0.1665 \\ -1.1711 \\ -1.0179 \\ 0.1348 \\ 1.1536 \\ 1.0204 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_4 = 79.008 \text{ rad/s}$

$$[A_4] = \begin{pmatrix} A_{41} \\ A_{42} \\ A_{43} \\ A_{44} \\ A_{45} \\ A_{46} \\ A_{47} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -1.0906 \\ -1.2805 \\ 0.7984 \\ 1.4435 \\ -0.4806 \\ -1.5192 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_5 = 95.867 \text{ rad/s}$

$$[A_5] = \begin{pmatrix} A_{51} \\ A_{52} \\ A_{53} \\ A_{54} \\ A_{55} \\ A_{56} \\ A_{57} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -2.0780 \\ -0.3828 \\ 2.8574 \\ -0.1078 \\ -3.7528 \\ 2.3796 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_6 = 108.340 \text{ rad/s}$

$$[A_6] = \begin{pmatrix} A_{61} \\ A_{62} \\ A_{63} \\ A_{64} \\ A_{65} \\ A_{66} \\ A_{67} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -2.9310 \\ 2.7432 \\ -0.7220 \\ -1.7500 \\ 3.0785 \\ -2.3584 \end{pmatrix}$$

Pour : $\omega_7 = 115.999 \text{ rad/s}$

$$[A_7] = \begin{pmatrix} A_{71} \\ A_{72} \\ A_{73} \\ A_{74} \\ A_{75} \\ A_{76} \\ A_{77} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -3.5065 \\ 5.1602 \\ -5.8818 \\ 5.5694 \\ -4.3462 \\ 2.3981 \end{pmatrix}$$

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: $\omega_1 = 13.156 \text{ rad/s}$

$$[A_1] = \begin{pmatrix} A_{11} \\ A_{12} \\ A_{13} \\ A_{14} \\ A_{15} \\ A_{16} \\ A_{17} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ 0.9494 \\ 0.8588 \\ 0.7313 \\ 0.5751 \\ 0.3943 \\ 0.2014 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_2 = 38.463 \text{ rad/s}$

$$[A_2] = \begin{pmatrix} A_{21} \\ A_{22} \\ A_{23} \\ A_{24} \\ A_{25} \\ A_{26} \\ A_{27} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ 0.5675 \\ -0.0696 \\ -0.6812 \\ -1.0346 \\ -1.0092 \\ -0.6212 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_3 = 62.354 \text{ rad/s}$

$$[A_3] = \begin{pmatrix} A_{31} \\ A_{32} \\ A_{33} \\ A_{34} \\ A_{35} \\ A_{36} \\ A_{37} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -0.1366 \\ -1.1438 \\ -1.0491 \\ 0.0437 \\ 1.0944 \\ 1.0840 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_4 = 83.751 \text{ rad/s}$

$$[A_4] = \begin{pmatrix} A_{41} \\ A_{42} \\ A_{43} \\ A_{44} \\ A_{45} \\ A_{46} \\ A_{47} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -1.0506 \\ -1.3052 \\ 0.7085 \\ 1.4672 \\ -0.3204 \\ -1.5174 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_5 = 102.092 \text{ rad/s}$

$$[A_5] = \begin{pmatrix} A_{51} \\ A_{52} \\ A_{53} \\ A_{54} \\ A_{55} \\ A_{56} \\ A_{57} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -2.0470 \\ -0.4326 \\ 2.8072 \\ 0.0186 \\ -3.6563 \\ 2.0322 \end{pmatrix}$$

Pour: $\omega_6 = 115.779 \text{ rad/s}$

$$[A_6] = \begin{pmatrix} A_{61} \\ A_{62} \\ A_{63} \\ A_{64} \\ A_{65} \\ A_{66} \\ A_{67} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -2.9188 \\ 2.6979 \\ -0.6459 \\ -1.8061 \\ 3.0238 \\ -2.1280 \end{pmatrix}$$

Pour : $\omega_7 = 124.275 \text{ rad/s}$

$$[A_7] = \begin{pmatrix} A_{71} \\ A_{72} \\ A_{73} \\ A_{74} \\ A_{75} \\ A_{76} \\ A_{77} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1.0000 \\ -3.5150 \\ 5.2005 \\ -5.9844 \\ 5.6902 \\ -4.3787 \\ 2.2549 \end{pmatrix}$$

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.33. Participation massique des modes sens-x

Mode 1	M(ton)	A ₁	M*A ₁	M*(A) ²	PM(%)
0,504	537,965	1	537,965	537,965	84,275
	448,474	0,9479	425,109	402,960	
	455,942	0,8547	389,694	333,071	
	459,478	0,7238	332,570	240,714	
	463,808	0,5628	261,031	146,908	
	467,596	0,3768	176,190	66,388	
	490,74	0,1783	87,499	15,601	
Σ	3324,003		2210,058	1743,609	
Mode 2	M(ton)	A ₁	M*A ₁	M*(A) ²	PM(%)
0,172	537,965	1	537,965	537,965	9,738
	448,474	0,5541	248,499	137,694	
	455,942	-0,0977	-44,546	4,352	
	459,478	-0,7127	-327,470	233,388	
	463,808	-1,0519	-487,880	513,201	
	467,596	-0,9918	-463,762	459,959	
	490,74	-0,5618	-275,698	154,887	
Σ	3324,003		-812,890	2041,445	

Mode 3	M(ton)	A ₁	M*A ₁	M*(A) ²	PM(%)
0,107	537,965	1	537,965	537,965	3,430
	448,474	-0,1665	-74,671	12,433	
	455,942	-1,1711	-533,954	625,313	
	459,478	-1,0179	-467,703	476,075	
	463,808	0,1348	62,521	8,428	
	467,596	1,1536	539,419	622,273	
	490,74	1,0204	500,751	510,966	
Σ	3324,003		564,329	2793,453	

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%.

$$\Rightarrow \sum MP_i \geq 90\%$$

$$\omega_1 = 12.468 \text{ rad/s}$$

$$\omega_2 = 36.488 \text{ rad/s}$$

$$\omega_3 = 59.018 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = 0.504 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.172 \text{ s}$$

$$T_3 = 0.107 \text{ s}$$

$$PM_1 = 84.275 \%$$

$$PM_2 = 9.738 \%$$

$$PM_3 = 3.43 \%$$

$$\sum PM_i = 97.442\%$$

IV.6.6 L'allure des modes

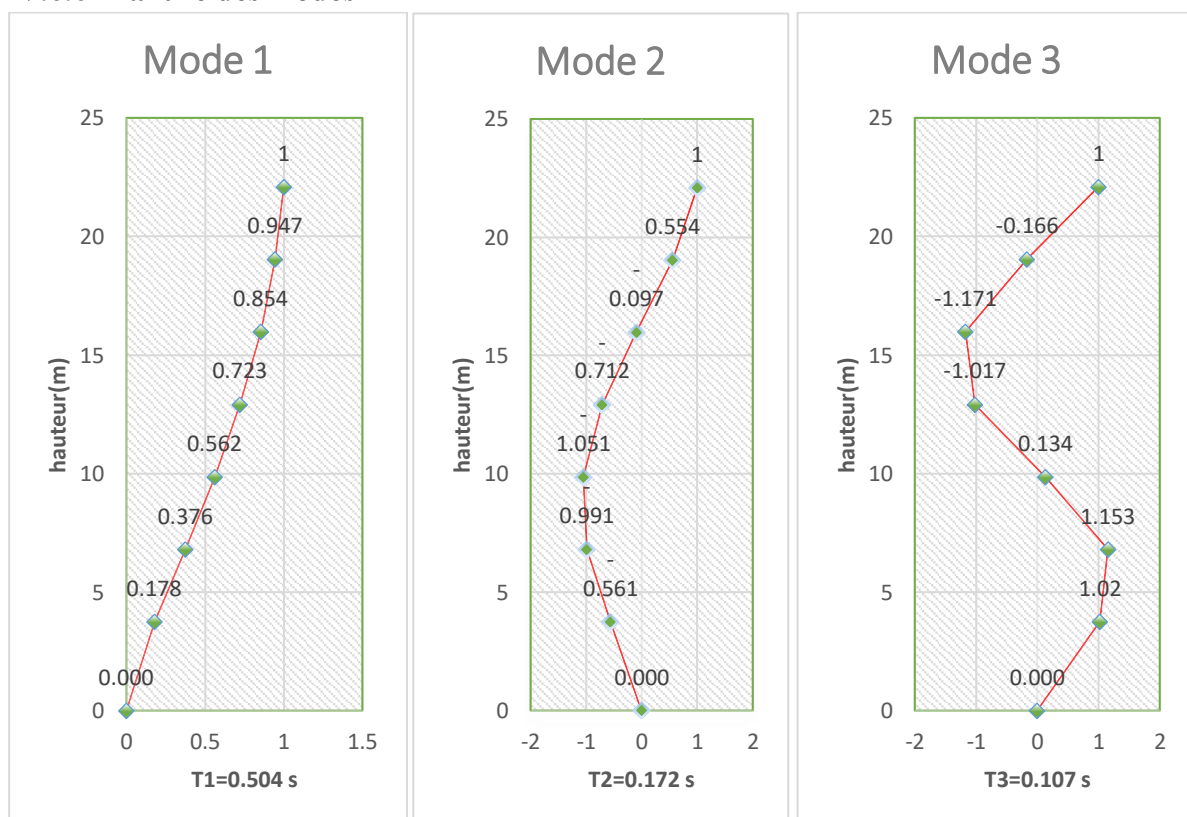


Figure. IV.11. L'allure des trois premiers modes sens x-x

Tableau IV.34. Participation massique des modes sensy-y

Mode 1	M(ton)	A ₁	M*A ₁	M*(A) ²	PM(%)
0,478	537,965	1	537,965	537,965	85,369
	448,474	0,9494	425,781	404,237	
	455,942	0,8588	391,563	336,274	
	459,478	0,7313	336,016	245,729	
	463,808	0,5751	266,736	153,400	
	467,596	0,3943	184,373	72,698	
	490,74	0,2014	98,835	19,905	
Σ	3324,003		2241,270	1770,208	
Mode 2	M(ton)	A ₁	M*A ₁	M*(A) ²	PM(%)
0,163	537,965	1	537,965	537,965	9,555
	448,474	0,5675	254,509	144,434	
	455,942	-0,0696	-31,734	2,209	
	459,478	-0,6812	-312,996	213,213	
	463,808	-1,0346	-479,856	496,459	
	467,596	-1,0092	-471,898	476,239	
	490,74	-0,6212	-304,848	189,371	
Σ	3324,003		-808,857	2059,890	
Mode 3	M(ton)	A ₁	M*A ₁	M*(A) ²	PM(%)
0,101	537,965	1	537,965	537,965	3,115
	448,474	-0,1366	-61,262	8,368	
	455,942	-1,1438	-521,506	596,499	
	459,478	-1,0491	-482,038	505,706	
	463,808	0,0437	20,268	0,886	
	467,596	1,0944	511,737	560,045	
	490,74	1,084	531,962	576,647	
Σ	3324,003		537,126	2786,117	

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%.

$$\Rightarrow \sum MP_i \geq 90\%.$$

$$\omega_1 = 13.156 \text{ rad/s}$$

$$\omega_2 = 38.463 \text{ rad/s}$$

$$\omega_3 = 62.354 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = 0.478\text{s}$$

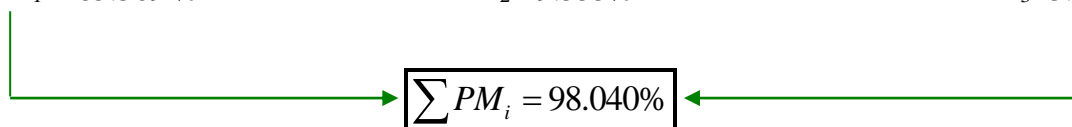
$$T_2 = 0.163\text{s}$$

$$T_3 = 0.101\text{s}$$

$$PM_1 = 85.369 \%$$

$$PM_2 = 9.555\%$$

$$PM_3 = 3.115 \%$$



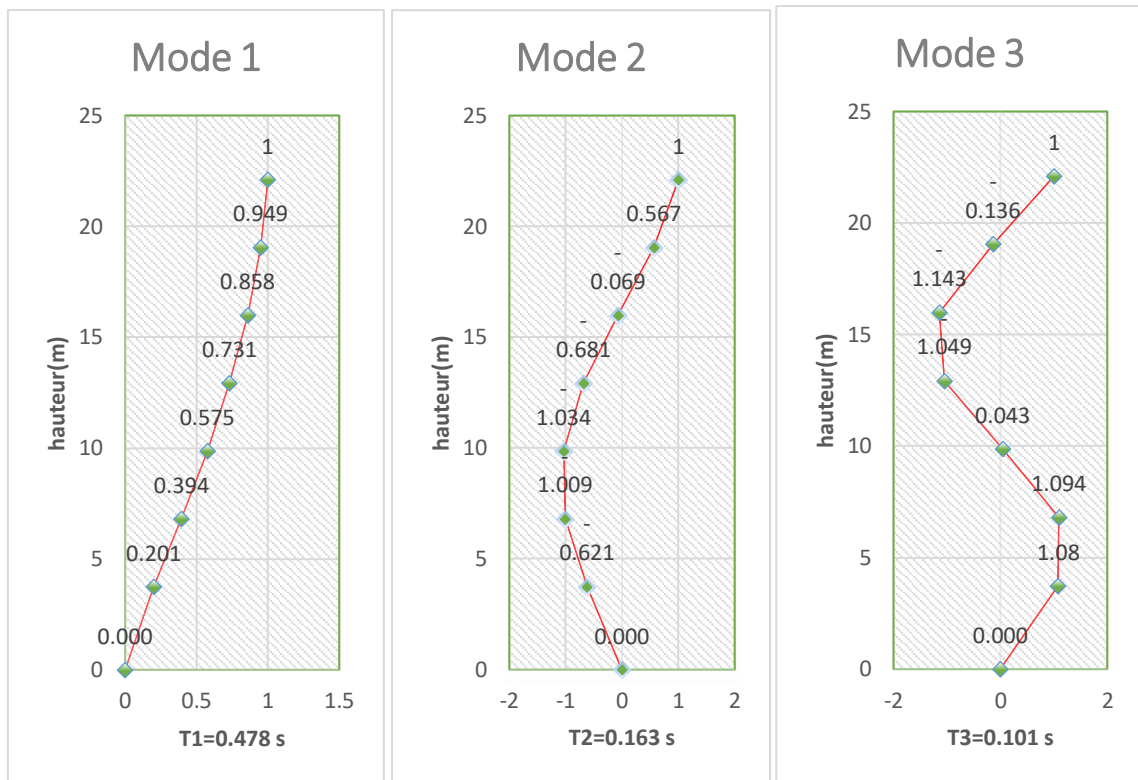


Figure. IV.12. L'allure des trois premiers modes sens y-y

D'après. Filiatrault « éléments d'analyse des structures » [9] on a pu déterminer les forces sismiques suivantes :

IV.6.7 Calcul des masses généralisées :

Les masses généralisées sont calculées par la formule :

$$M'_i = [A_i] [M] (A_i)^T$$

Tableau.IV.35. Les masses généralisées sens x

A1	M'1(ton)	A2	M'2(ton)	A3	M'3(ton)
1	1743,609	1	2041,445	1	2793,453
0,9479		0,5541		-0,1665	
0,8547		-0,0977		-1,1711	
0,7238		-0,7127		-1,0179	
0,5628		-1,0519		0,1348	
0,3768		-0,9918		1,1536	
0,1783		-0,5618		1,0204	

Tableau.IV.36. Les masses généralisées sens y

A1	M'1(ton)	A2	M'2(ton)	A3	M'3(ton)
1	1770,208	1	2059,890	1	2786,117
0,9494		0,5675		-0,1366	
0,8588		-0,0696		-1,1438	
0,7313		-0,6812		-1,0491	
0,5751		-1,0346		0,0437	
0,3943		-1,0092		1,0944	
0,2014		-0,6212		1,084	

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.37. Calcul des coefficients de participation modale sens x

M (ton)	A ₁	M' ₁ (ton)	α_1	A ₂	M' ₂ (ton)	α_2	A ₃	M' ₃ (ton)	α_3
537,965	1	1743,609	1,268	1	2041,445	-0,398	1	2793,453	0,202
448,474	0,9479			0,5541			-0,1665		
455,942	0,8547			-0,0977			-1,1711		
459,478	0,7238			-0,7127			-1,0179		
463,808	0,5628			-1,0519			0,1348		
467,596	0,3768			-0,9918			1,1536		
490,74	0,1783			-0,5618			1,0204		

Tableau.IV.38. Calcul des coefficients de participation modale sens y

M (ton)	A ₁	M' ₁ (ton)	α_1	A ₂	M' ₂ (ton)	α_2	A ₃	M' ₃ (ton)	α_3
537,965	1	1770,208	1,266	1	2059,890	-0,393	1	2786,117	0,193
448,474	0,9494			0,5675			-0,1366		
455,942	0,8588			-0,0696			-1,1438		
459,478	0,7313			-0,6812			-1,0491		
463,808	0,5751			-1,0346			0,0437		
467,596	0,3943			-1,0092			1,0944		
490,74	0,2014			-0,6212			1,084		

Tableau IV.39. Paramètres du spectre de réponse

Paramètres du spectre de réponse	
Zone	IIb
Groupe d'ouvrage	2
Coefficient de comportement (R)	4
Amortissement %	10
Facteur de qualité Q	1.35
Site	S3 (site meuble)

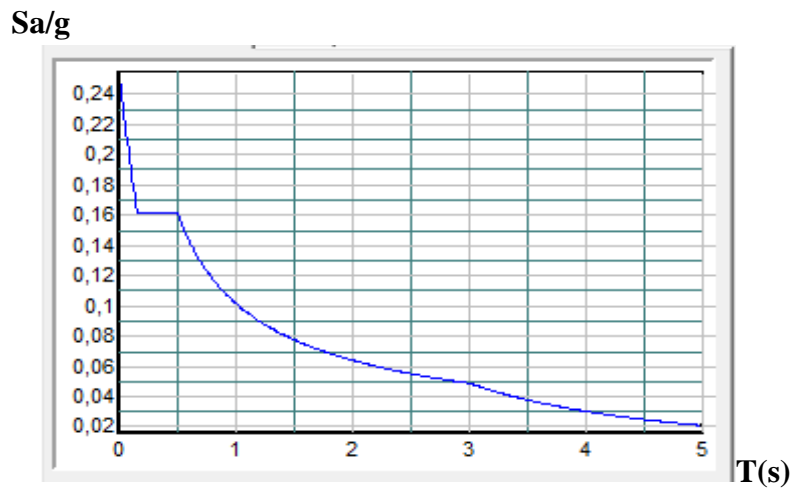


Figure IV.13. Spectre de réponse d'après RPA.

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.40. Réponses modales maximales sens x

A1	α_1	T1(s)	Sa	Xa1	A2	α_2	T2(s)	Sa	Xa2	A3	α_3	T3(s)	Sa	Xa3
1	1,268	0,504	0,161	0,204	1	-0,398	0,172	0,161	-0,064	1	0,202	0,107	0,185	0,037
0,9479				0,193	0,5541				-0,036	-0,1665				-0,006
0,8547				0,174	-0,0977				0,006	-1,1711				-0,044
0,7238				0,148	-0,7127				0,046	-1,0179				-0,038
0,5628				0,115	-1,0519				0,067	0,1348				0,005
0,3768				0,077	-0,9918				0,064	1,1536				0,043
0,1783				0,036	-0,5618				0,036	1,0204				0,038

Tableau.IV.41. Réponses modales maximales sens y

A1	α_1	T1(s)	Sa	Xa1	A2	α_2	T2(s)	Sa	Xa2	A3	α_3	T3(s)	Sa	Xa3
1	1,266	0,478	0,161	0,204	1	-0,393	0,163	0,161	-0,063	1	0,193	0,101	0,191	0,037
0,9494				0,194	0,5675				-0,036	-0,1366				-0,005
0,8588				0,175	-0,0696				0,004	-1,1438				-0,042
0,7313				0,149	-0,6812				0,043	-1,0491				-0,039
0,5751				0,117	-1,0346				0,065	0,0437				0,002
0,3943				0,080	-1,0092				0,064	1,0944				0,040
0,2014				0,041	-0,6212				0,039	1,084				0,040

IV.6.10 Calcul des forces sismiques équivalentes maximales pour chaque mode :

$$Q_i = [M] X_{ai}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.42. Les forces sismiques maximales pour chaque modes sens x

M (ton)	Xa1	Qa1(kN)	Xa2	Qa2(kN)	Xa3	Qa3(kN)
537,965	0,204	1097,828	-0,064	-344,885	0,037	201,056
448,474	0,193	867,521	-0,036	-159,311	-0,006	-27,907
455,942	0,174	795,250	0,006	28,558	-0,044	-199,557
459,478	0,148	678,678	0,046	209,938	-0,038	-174,796
463,808	0,115	532,688	0,067	312,776	0,005	23,366
467,596	0,077	359,552	0,064	297,314	0,043	201,599
490,74	0,036	178,560	0,036	176,747	0,038	187,148

Tableau IV.43. Les forces sismiques maximales pour chaque modes sens y

M (ton)	Xa1	Qa1(kN)	Xa2	Qa2(kN)	Xa3	Qa3(kN)
537,965	0,204	1096,604	-0,063	-340,101	0,037	198,091
448,474	0,194	867,925	-0,036	-160,900	-0,005	-22,558
455,942	0,175	798,173	0,004	20,062	-0,042	-192,030
459,478	0,149	684,945	0,043	197,876	-0,039	-177,497
463,808	0,117	543,722	0,065	303,364	0,002	7,463
467,596	0,080	375,832	0,064	298,333	0,040	188,433
490,74	0,041	201,468	0,039	192,724	0,040	195,880

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 :

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

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.44. Les forces sismiques dans chaque niveau sens x.

Niveau	Qa1(kN)	Qa2(kN)	Qa3(kN)	$\pm E$ (kN)
6	1097,828	-344,885	201,056	1168,159
5	867,521	-159,311	-27,907	882,469
4	795,250	28,558	-199,557	820,403
3	678,678	209,938	-174,796	731,595
2	532,688	312,776	23,366	618,167
1	359,552	297,314	201,599	508,248
RDC	178,560	176,747	187,148	313,285
BASE	4510,078	521,137	210,909	4544,983

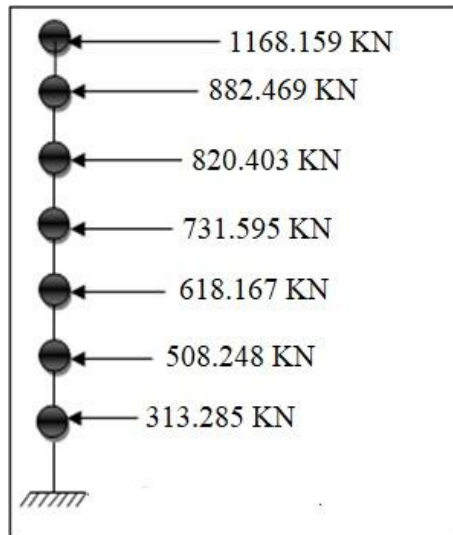


Figure IV.14. Les forces sismiques dans chaque niveau sens x-x

Tableau IV.45. Les forces sismiques dans chaque niveau sens y.

Niveau	Qa1(kN)	Qa2(kN)	Qa3(kN)	± E (kN)
6	1096,604	-340,101	198,091	1165,096
5	867,925	-160,900	-22,558	883,001
4	798,173	20,062	-192,030	821,194
3	684,945	197,876	-177,497	734,718
2	543,722	303,364	7,463	622,671
1	375,832	298,333	188,433	515,518
RDC	201,468	192,724	195,880	340,736
BASE	4568,669	511,359	197,782	4601,450

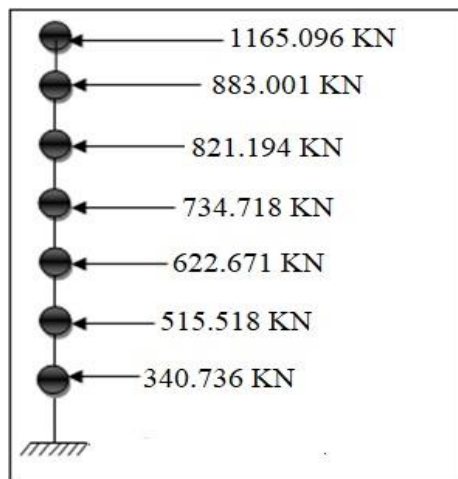


Figure IV.15. Les forces sismiques dans chaque niveau sens y

IV.6.12 Calcul de la force sismique pour chaque fil : on a distribué la force sismique de l'étage sur les files de ce dernier de manière proportionnelle à la rigidité des poteaux du niveau considéré.

On a obtenu les résultats suivants :

Tableau IV.46. Calcul des forces sismiques subies par fil sens x-x

Rez de chaussée					
N° du Poteau	R(kN /m)	R _{globale} (kN /ml)	R/R _{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	48869,191	19264005,94	0,0025	313,285	0,795
Fil B	146607,572	19264005,94	0,0076	313,285	2,384
Fil C	195476,763	19264005,94	0,0101	313,285	3,179
Fil D	195476,763	19264005,94	0,0101	313,285	3,179
Fil E	48869,191	19264005,94	0,0025	313,285	0,795
Fil F	122172,977	19264005,94	0,0063	313,285	1,987
Fil G	48869,191	19264005,94	0,0025	313,285	0,795
l'ascenseur	17552820,68	19264005,94	0,9112	313,285	285,456
Voile 1	452421,806	19264005,94	0,0235	313,285	7,358
Voile 2	452421,806	19264005,94	0,0235	313,285	7,358
Σ	19264005,94				313,285
Niveau 6					
N° du Poteau	R(kN /m)	R _{globale} (kN /ml)	R/R _{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	48869,19	19215136,75	0,0025	508,248	1,293
Fil B	146607,57	19215136,75	0,0076	508,248	3,878
Fil C	195476,76	19215136,75	0,0102	508,248	5,170
Fil D	171042,17	19215136,75	0,0089	508,248	4,524
Fil E	48869,19	19215136,75	0,0025	508,248	1,293
Fil F	97738,38	19215136,75	0,0051	508,248	2,585
Fil G	48869,19	19215136,75	0,0025	508,248	1,293
l'ascenseur	17552820,68	19215136,75	0,9135	508,248	464,279
Voile 1	452421,81	19215136,75	0,0235	508,248	11,967
Voile 2	452421,81	19215136,75	0,0235	508,248	11,967
Σ	19215136,75				508,248
Niveau 5					
N° du Poteau	R(kN /m)	R _{globale} (kN /ml)	R/R _{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	28646,22	18745910,20	0,0015	618,167	0,945
Fil B	85938,67	18745910,20	0,0046	618,167	2,834
Fil C	114584,89	18745910,20	0,0061	618,167	3,779
Fil D	100261,78	18745910,20	0,0053	618,167	3,306
Fil E	28646,22	18745910,20	0,0015	618,167	0,945
Fil F	57292,45	18745910,20	0,0031	618,167	1,889
Fil G	28646,22	18745910,20	0,0015	618,167	0,945
l'ascenseur	17552820,68	18745910,20	0,9364	618,167	578,824
Voile 1	374536,53	18745910,20	0,0200	618,167	12,351
Voile 2	374536,53	18745910,20	0,0200	618,167	12,351
Σ	18745910,20				618,167

Niveau 4					
N° du Poteau	R(kN /m)	R _{globale} (kN /ml)	R/R _{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	28646,22	18745910,20	0,0015	731,595	1,118
Fil B	85938,67	18745910,20	0,0046	731,595	3,354
Fil C	114584,89	18745910,20	0,0061	731,595	4,472
Fil D	100261,78	18745910,20	0,0053	731,595	3,913
Fil E	28646,22	18745910,20	0,0015	731,595	1,118
Fil F	57292,45	18745910,20	0,0031	731,595	2,236
Fil G	28646,22	18745910,20	0,0015	731,595	1,118
l'ascenseur	17552820,68	18745910,20	0,9364	731,595	685,032
Voile 1	374536,53	18745910,20	0,0200	731,595	14,617
Voile 2	374536,53	18745910,20	0,0200	731,595	14,617
Σ	18745910,20				731,595
Niveau 3					
N° du Poteau	R(kN /m)	R _{globale} (kN /ml)	R/R _{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	15462,52	18401827,43	0,0008	820,403	0,689
Fil B	46387,55	18401827,43	0,0025	820,403	2,068
Fil C	61850,07	18401827,43	0,0034	820,403	2,757
Fil D	54118,81	18401827,43	0,0029	820,403	2,413
Fil E	15462,52	18401827,43	0,0008	820,403	0,689
Fil F	30925,04	18401827,43	0,0017	820,403	1,379
Fil G	15462,52	18401827,43	0,0008	820,403	0,689
l'ascenseur	17552820,68	18401827,43	0,9539	820,403	782,552
Voile 1	304668,86	18401827,43	0,0166	820,403	13,583
Voile 2	304668,86	18401827,43	0,0166	820,403	13,583
Σ	18401827,43				820,403
Niveau 2					
N° du Poteau	R(kN /m)	R _{globale} (kN /ml)	R/R _{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	15462,52	18401827,43	0,0008	882,469	0,742
Fil B	46387,55	18401827,43	0,0025	882,469	2,225
Fil C	61850,07	18401827,43	0,0034	882,469	2,966
Fil D	54118,81	18401827,43	0,0029	882,469	2,595
Fil E	15462,52	18401827,43	0,0008	882,469	0,742
Fil F	30925,04	18401827,43	0,0017	882,469	1,483
Fil G	15462,52	18401827,43	0,0008	882,469	0,742
l'ascenseur	17552820,68	18401827,43	0,9539	882,469	841,754
Voile 1	304668,86	18401827,43	0,0166	882,469	14,611
Voile 2	304668,86	18401827,43	0,0166	882,469	14,611
Σ	18401827,43				882,469

Niveau 1					
N° du Poteau	R(kN /m)	R _{globale} (kN /ml)	R/R _{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	15462,52	18401827,43	0,0008	1168,159	0,982
Fil B	46387,55	18401827,43	0,0025	1168,159	2,945
Fil C	61850,07	18401827,43	0,0034	1168,159	3,926
Fil D	54118,81	18401827,43	0,0029	1168,159	3,435
Fil E	15462,52	18401827,43	0,0008	1168,159	0,982
Fil F	30925,04	18401827,43	0,0017	1168,159	1,963
Fil G	15462,52	18401827,43	0,0008	1168,159	0,982
l'ascenseur	17552820,68	18401827,43	0,9539	1168,159	1114,264
Voile 1	304668,86	18401827,43	0,0166	1168,159	19,341
Voile 2	304668,86	18401827,43	0,0166	1168,159	19,341
Σ	18401827,43				1168,159

TableauIV.47. Calcul des forces sismiques subies par fil sens y-y

Rez de chaussée					
N° du Poteau	R(kN /m)	R _{globale} (kN /ml)	R/R _{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	48869,191	16629651,1	0,0029	340,736	1,001
Fil B	146607,572	16629651,1	0,0088	340,736	3,004
Fil C	195476,763	16629651,1	0,0118	340,736	4,005
Fil D	195476,763	16629651,1	0,0118	340,736	4,005
Fil E	48869,191	16629651,1	0,0029	340,736	1,001
Fil F	122172,977	16629651,1	0,0073	340,736	2,503
Fil G	48869,191	16629651,1	0,0029	340,736	1,001
l'ascenseur	15823309,5	16629651,1	0,9515	340,736	324,215
Σ	16629651,1				340,736
Niveau 6					
N° du Poteau	R(kN /m)	R _{globale} (kN /ml)	R/R _{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	48869,191	16580781,9	0,0029	515,518	1,519
Fil B	146607,572	16580781,9	0,0088	515,518	4,558
Fil C	195476,763	16580781,9	0,0118	515,518	6,078
Fil D	171042,168	16580781,9	0,0103	515,518	5,318
Fil E	48869,191	16580781,9	0,0029	515,518	1,519
Fil F	97738,382	16580781,9	0,0059	515,518	3,039
Fil G	48869,191	16580781,9	0,0029	515,518	1,519
l'ascenseur	15823309,5	16580781,9	0,9543	515,518	491,968
Σ	16580781,9				515,518
Niveau 5					

N° du Poteau	R(kN /m)	R _{globale} (kN /ml)	R/R _{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	28646,222	16267325,9	0,0018	622,671	1,097
Fil B	85938,667	16267325,9	0,0053	622,671	3,290
Fil C	114584,89	16267325,9	0,0070	622,671	4,386
Fil D	100261,778	16267325,9	0,0062	622,671	3,838
Fil E	28646,222	16267325,9	0,0018	622,671	1,097
Fil F	57292,445	16267325,9	0,0035	622,671	2,193
Fil G	28646,222	16267325,9	0,0018	622,671	1,097
l'ascenseur	15823309,5	16267325,9	0,9727	622,671	605,676
Σ	16267325,9				622,671
Niveau 4					
N° du Poteau	R(kN /m)	R _{globale} (kN /ml)	R/R _{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	28646,222	16267325,9	0,0018	734,718	1,294
Fil B	85938,667	16267325,9	0,0053	734,718	3,881
Fil C	114584,89	16267325,9	0,0070	734,718	5,175
Fil D	100261,778	16267325,9	0,0062	734,718	4,528
Fil E	28646,222	16267325,9	0,0018	734,718	1,294
Fil F	57292,445	16267325,9	0,0035	734,718	2,588
Fil G	28646,222	16267325,9	0,0018	734,718	1,294
l'ascenseur	15823309,5	16267325,9	0,9727	734,718	714,664
Σ	16267325,9				734,718
Niveau 3					
N° du Poteau	R(kN /m)	R _{globale} (kN /ml)	R/R _{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	15462,517	16062978,5	0,0010	821,194	0,790
Fil B	46387,5522	16062978,5	0,0029	821,194	2,371
Fil C	61850,07	16062978,5	0,0039	821,194	3,162
Fil D	54118,811	16062978,5	0,0034	821,194	2,767
Fil E	15462,517	16062978,5	0,0010	821,194	0,790
Fil F	30925,035	16062978,5	0,0019	821,194	1,581
Fil G	15462,5174	16062978,5	0,0010	821,194	0,790
l'ascenseur	15823309,5	16062978,5	0,9851	821,194	808,941
Σ	16062978,5				821,194
Niveau 2					
N° du Poteau	R(kN /m)	R _{globale} (kN /ml)	R/R _{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	15462,517	16062978,5	0,0010	883,001	0,850
Fil B	46387,5522	16062978,5	0,0029	883,001	2,550
Fil C	61850,07	16062978,5	0,0039	883,001	3,400
Fil D	54118,811	16062978,5	0,0034	883,001	2,975
Fil E	15462,517	16062978,5	0,0010	883,001	0,850
Fil F	30925,035	16062978,5	0,0019	883,001	1,700
Fil G	15462,5174	16062978,5	0,0010	883,001	0,850
l'ascenseur	15823309,5	16062978,5	0,9851	883,001	869,826

Σ	16062978,5				883,001
Niveau 1					
N° du Poteau	R(kN /m)	R globale (kN /ml)	R/R _{globale}	E par niveau (kN)	E par nœud (kN)
Fil A	15462,517	16062978,5	0,0010	1165,096	1,122
Fil B	46387,5522	16062978,5	0,0029	1165,096	3,365
Fil C	61850,07	16062978,5	0,0039	1165,096	4,486
Fil D	54118,811	16062978,5	0,0034	1165,096	3,925
Fil E	15462,517	16062978,5	0,0010	1165,096	1,122
Fil F	30925,035	16062978,5	0,0019	1165,096	2,243
Fil G	15462,5174	16062978,5	0,0010	1165,096	1,122
l'ascenseur	15823309,5	16062978,5	0,9851	1165,096	1147,712
Σ	16062978,5				1165,096

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.48. L'effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque niveau sens x-x

Niveau	hauteur (m)	E (kN)	V (kN)	M(kN.m)
6	3,23	1168,159	1168,159	3773,155
5	3,23	882,469	2050,629	6623,531
4	3,23	820,403	2871,032	9273,433
3	3,23	731,595	3602,627	11636,486
2	3,23	618,167	4220,794	13633,166
1	3,23	508,248	4729,042	15274,806
RDC	3,23	313,285	5042,327	16286,716

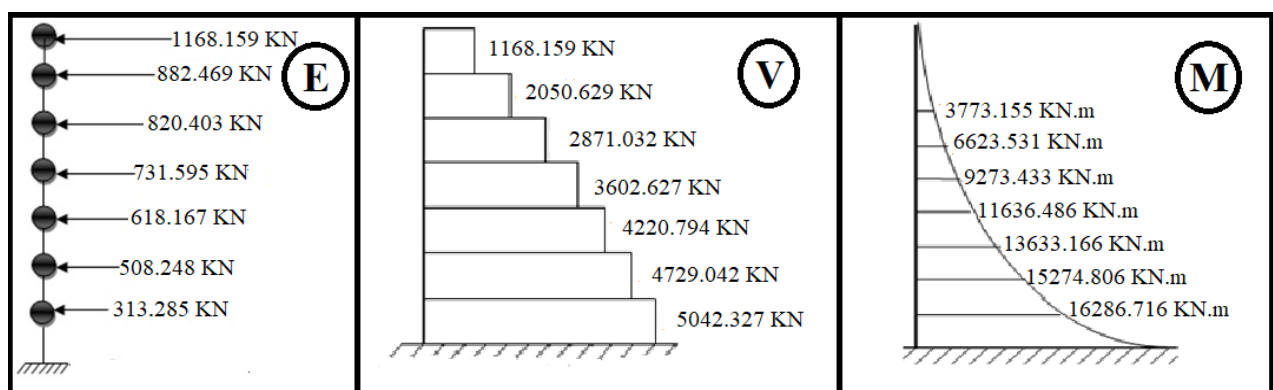


Figure IV.16. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant x-x

Tableau IV.49. L'effort tranchant et le moment fléchissant pour chaque niveau sens y-y

Niveau	hauteur (m)	E (kN)	V (kN)	M(kN.m)
6	3,23	1165,096	1165,096	3763,259
5	3,23	883,001	2048,097	6615,353
4	3,23	821,194	2869,291	9267,809
3	3,23	734,718	3604,008	11640,947
2	3,23	622,671	4226,680	13652,176
1	3,23	515,518	4742,198	15317,300
RDC	3,23	340,736	5082,935	16417,879

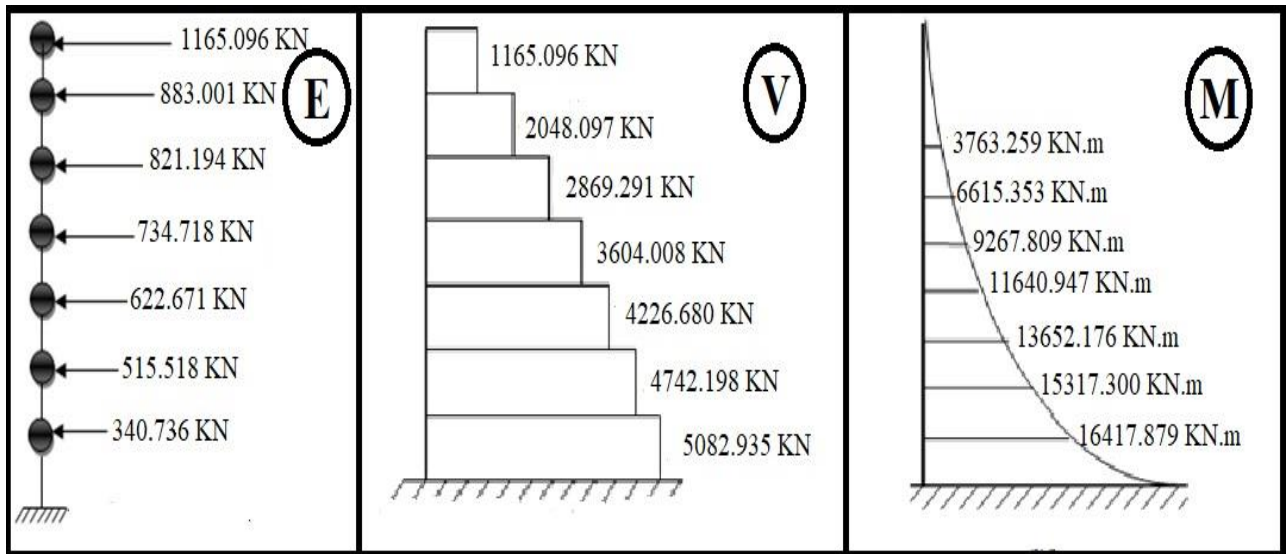


Figure IV.17. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant y-y

IV.6.14Vérification :

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 5042,327 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 5082,935 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} V_s^x = 0.103 \times W \\ V_s^y = 0.103 \times W \end{cases} \quad \text{On a : } W=33240,030 \text{ kN} \Rightarrow \begin{cases} V_s^x = 3423,723 \text{ kN} \\ V_s^y = 3423,723 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V^x = 2738,978 \text{ kN} \\ 0,8V^y = 2738,978 \text{ kN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 5042,327 \text{ kN} \geq 0,8V^x = 2738,978 \text{ kN} \dots\dots CV \\ V_t^y = 5082,935 \text{ kN} \geq 0,8V^y = 2738,978 \text{ kN} \dots\dots CV \end{cases}$$

- Déplacements inter étages
- ❖ Sens x :

Tableau IV.50. Vérification des déplacements inter étages sens x-x

Story	δ_{ek}	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	Δ_k	1%hn
STORY7	0,204	0,816	0,043	0.032
STORY6	0,193	0,774	0,076	0.032
STORY5	0,174	0,698	0,107	0.032
STORY4	0,148	0,591	0,131	0.032
STORY3	0,115	0,459	0,152	0.032
STORY2	0,077	0,308	0,162	0.032
STORY1	0,036	0,146	0,146	0.032

- ❖ Sens y :

Tableau IV.51. Vérification des déplacements inter étages sens y-y

Story	δ_{ek}	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	Δ_k	1%hn
STORY7	0,204	0,815	0,041	0.032
STORY6	0,194	0,774	0,074	0.032
STORY5	0,175	0,700	0,104	0.032
STORY4	0,149	0,596	0,127	0.032
STORY3	0,117	0,469	0,147	0.032
STORY2	0,080	0,322	0,157	0.032
STORY1	0,041	0,164	0,164	0.032

- 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.52. Vérification l'effet P- Δ sens x-x

Story	P	Δ	V	H	θ	≤ 0.1
STORY7	5379,65	0,043	1168,159	3,230	0,061	OUI
STORY6	4484,74	0,076	882,469	3,230	0,120	NON
STORY5	4559,42	0,107	820,403	3,230	0,184	NON
STORY4	4594,78	0,131	731,595	3,230	0,256	NON
STORY3	4638,08	0,152	618,167	3,230	0,353	NON
STORY2	4675,96	0,162	508,248	3,230	0,462	NON
STORY1	4907,4	0,146	313,285	3,230	0,706	NON

❖ Sens-y :

Tableau IV.53. Vérification l'effet P- Δ sens y-y

Story	P	Δ	V	H	θ	≤ 0.1
STORY7	5379,650	0,041	1165,096	3,230	0,059	OUI
STORY6	4484,740	0,074	883,001	3,230	0,116	NON
STORY5	4559,420	0,104	821,194	3,230	0,179	NON
STORY4	4594,780	0,127	734,718	3,230	0,247	NON
STORY3	4638,080	0,147	622,671	3,230	0,340	NON
STORY2	4675,960	0,157	515,518	3,230	0,442	NON
STORY1	4907,400	0,164	340,736	3,230	0,732	NON

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.



Chapitre 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 modélisé 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 rigide dans leur plan (donc indéformable).
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (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 $2,5t/m^3$.
- 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.

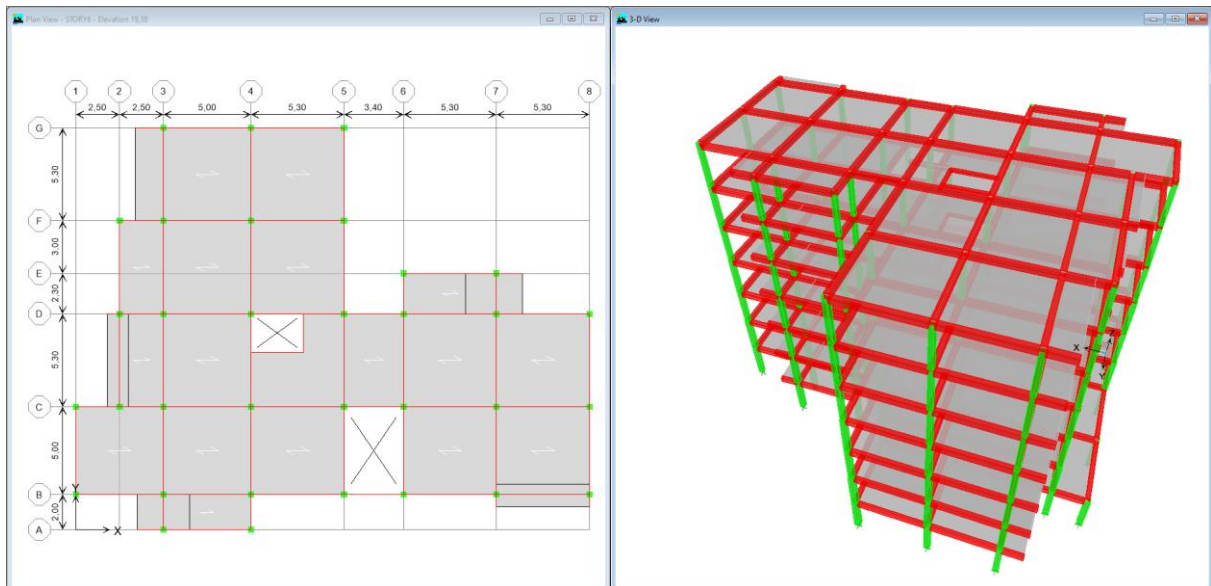


Figure V.1. Modèle initial.

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	1,729	3,4383	64,5415	3,4383	64,5415	20,2774
2	1,637	49,5814	17,252	53,0197	81,7934	20,2828
3	1,567	34,6658	5,8985	87,6855	87,692	46,9405
4	0,600	0,6082	6,5541	88,2937	94,2461	1,7505
5	0,575	5,3661	2,0933	93,6598	96,3394	2,149

On constate que le modèle présente :

- Une période fondamentale : $T=1,729$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 5^{ème} mode,
- Le 1^{er} mode est un mode translation suivant l'axe Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation suivant l'axe X-X.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

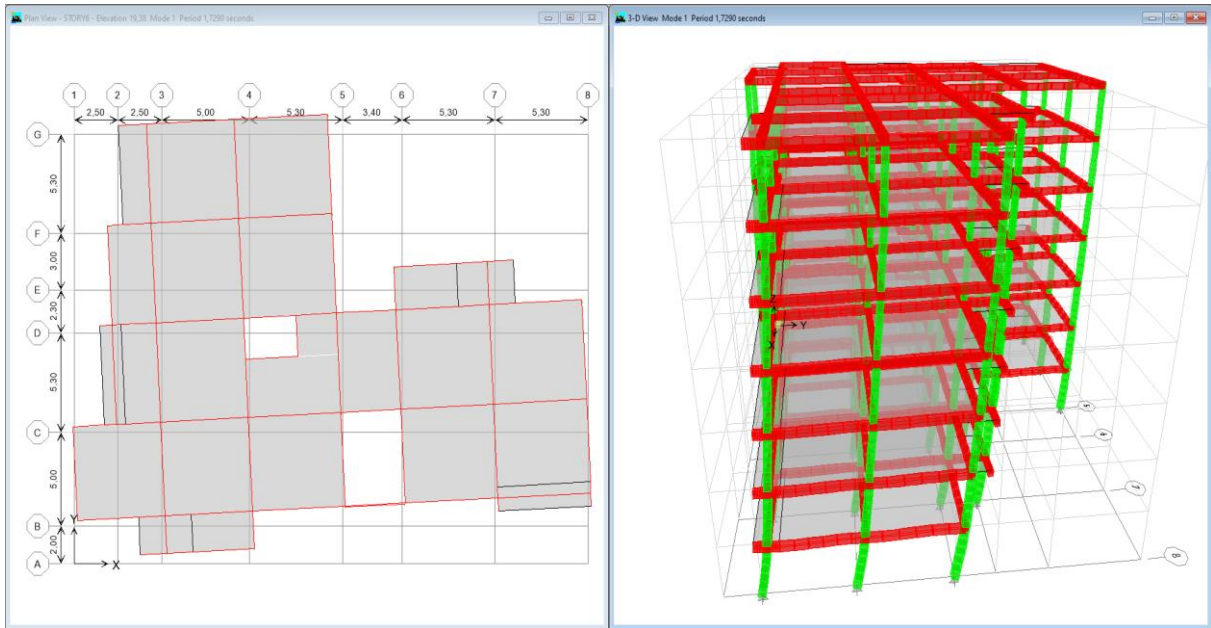


Figure V.2.Modèle initial mode 1

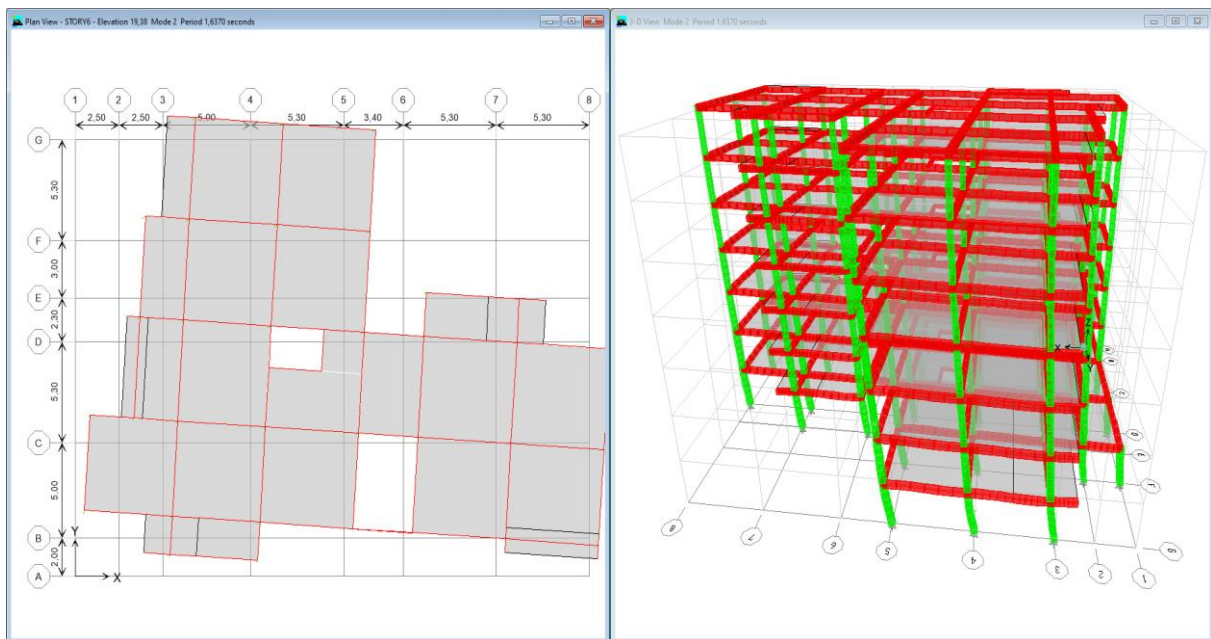


Figure V.3.Modèle initial mode 2

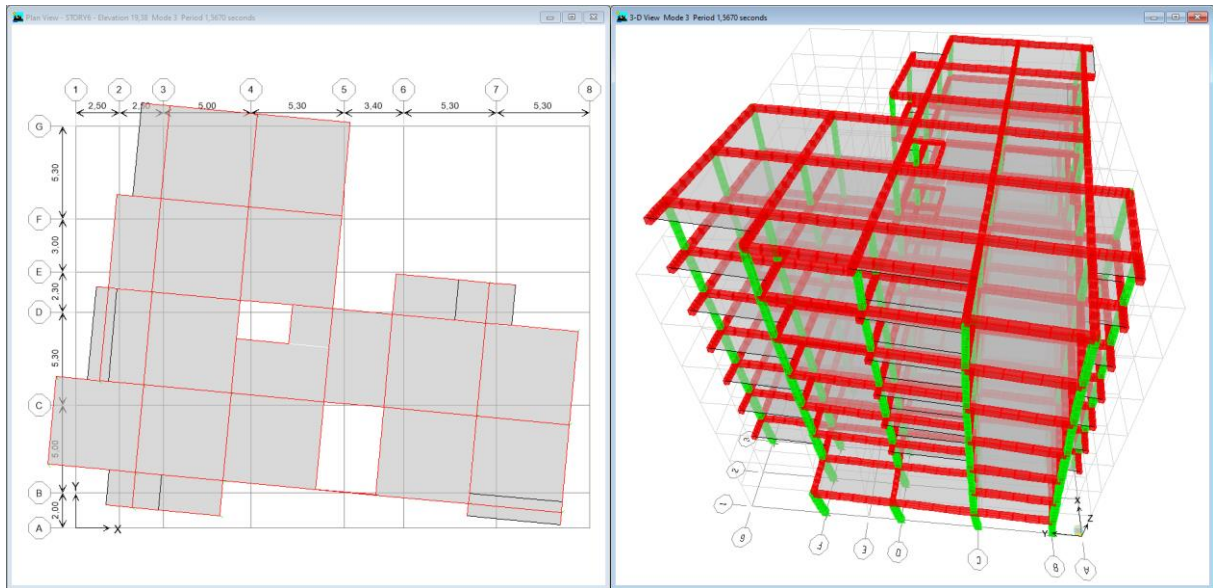


Figure V.4. Modèle initial mode 3

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

Sens	T Numérique	T Empirique	1,3T Empirique	Observation
X	1,637	0,37	0,481	CNV
Y	1,729	0,42	0,546	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] p 36 [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 .

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 1918,01 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 1837,22 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{On a : } W = 31858,65 \text{ kN} \Rightarrow \begin{cases} V_s^x = 3784,81 \text{ kN} \\ V_s^y = 3784,81 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V_s^x = 3027,85 \text{ kN} \\ 0,8V_s^y = 3027,85 \text{ kN} \end{cases}$$

Ce qui donne :

$$\begin{cases} V_t^x = 1918,01 \text{ kN} \geq 0,8V^x = 3027,85 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{CNV} \\ V_t^y = 1837,2 \text{ kN} \geq 0,8V^y = 3027,85 \text{ kN} \dots\dots\dots \text{CNV} \end{cases}$$

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.

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	Diaphragme	Load	UX	UY	δ_{ek}	$\delta_k=R.\delta_{ek}$	Δ_k	$\Delta_k*\text{rapp X}$	1%hn	Obs
STORY7	7ET	EX	0,0556	0,0047	0,0558	0,1953	0,0116	0,0183	0,0323	CV
STORY6	6ET	EX	0,0523	0,0045	0,0525	0,1837	0,0197	0,0311	0,0323	CV
STORY5	5ET	EX	0,0467	0,0040	0,0469	0,1640	0,0267	0,0421	0,0323	CNV
STORY4	4ET	EX	0,0391	0,0034	0,0392	0,1374	0,0246	0,0388	0,0323	CNV
STORY3	3ET	EX	0,0321	0,0028	0,0322	0,1128	0,0288	0,0455	0,0323	CNV
STORY2	2ET	EX	0,0239	0,0021	0,0240	0,0840	0,0295	0,0466	0,0323	CNV
STORY1	1ET	EX	0,0155	0,0013	0,0156	0,0544	0,0544	0,0860	0,0323	CNV

Tableau V.4. Vérification des déplacements inter-étage du modèle initial étages Sens :y-y

Story	Diaphragme	Load	UX	UY	δ_{ek}	$\delta k=R.\delta_{ek}$	Δk	$\Delta k*rapp Y$	1%hn	Obs
STORY7	7ET	EY	0,0048	0,0593	0,0595	0,2082	0,0126	0,0208	0,0323	CV
STORY6	6ET	EY	0,0046	0,0557	0,0559	0,1956	0,0211	0,0348	0,0323	CNV
STORY5	5ET	EY	0,0040	0,0497	0,0499	0,1745	0,0281	0,0463	0,0323	CNV
STORY4	4ET	EY	0,0033	0,0417	0,0418	0,1464	0,0260	0,0428	0,0323	CNV
STORY3	3ET	EY	0,0027	0,0343	0,0344	0,1204	0,0302	0,0498	0,0323	CNV
STORY2	2ET	EY	0,0020	0,0257	0,0258	0,0902	0,0323	0,0532	0,0323	CNV
STORY1	1ET	EY	0,0013	0,0165	0,0166	0,0579	0,0579	0,0955	0,0323	CNV

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles.

Donc il faut augmenter la rigidité de la structure en rajoutant des voiles, et pour obtenir une meilleure disposition des voiles on respecte :

- **Le symétrique des voiles.**
- **Eloigner les voiles au centre de torsion.**

Et on respecte tous jours 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.

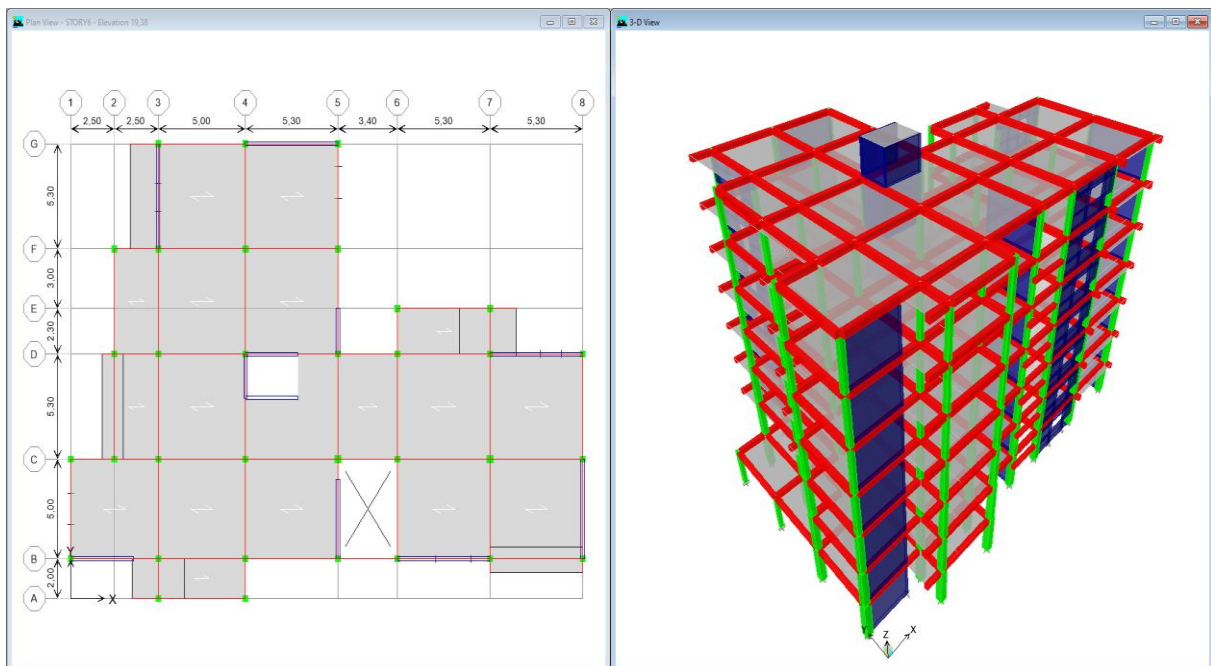


Figure V.5. Modèle final.

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	0,541	0,126	64,961	0,126	64,961	2,225
2	0,479	64,243	0,382	64,368	65,343	2,253
3	0,409	2,416	1,795	66,784	67,139	61,851
4	0,131	0,267	18,533	67,051	85,672	1,646
5	0,112	18,747	0,759	85,798	86,431	1,382
6	0,095	0,032	0,024	85,830	86,455	0,209
7	0,092	1,873	1,002	87,704	87,457	17,604
8	0,090	0,077	0,449	87,781	87,906	0,885
9	0,062	0,224	0,037	88,005	87,943	0,010
10	0,062	0,196	0,046	88,200	87,989	0,017
11	0,061	0,029	0,000	88,229	87,990	0,000
12	0,061	0,008	0,000	88,237	87,990	0,000
13	0,061	0,002	0,000	88,240	87,990	0,000
14	0,061	0,000	0,002	88,240	87,992	0,001
15	0,061	0,024	0,000	88,264	87,992	0,003
16	0,060	0,073	5,916	88,337	93,908	0,711
17	0,049	5,903	0,383	94,240	94,291	0,514

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,541$ sec
- La participation massique dépasse le seuil des **90%** à partir du **17^{ème}** mode
- Le 1^{er} mode est un mode translation suivant l'axe Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation suivant l'axe X-X.
- Le 3^{ème} mode est mode de torsion.

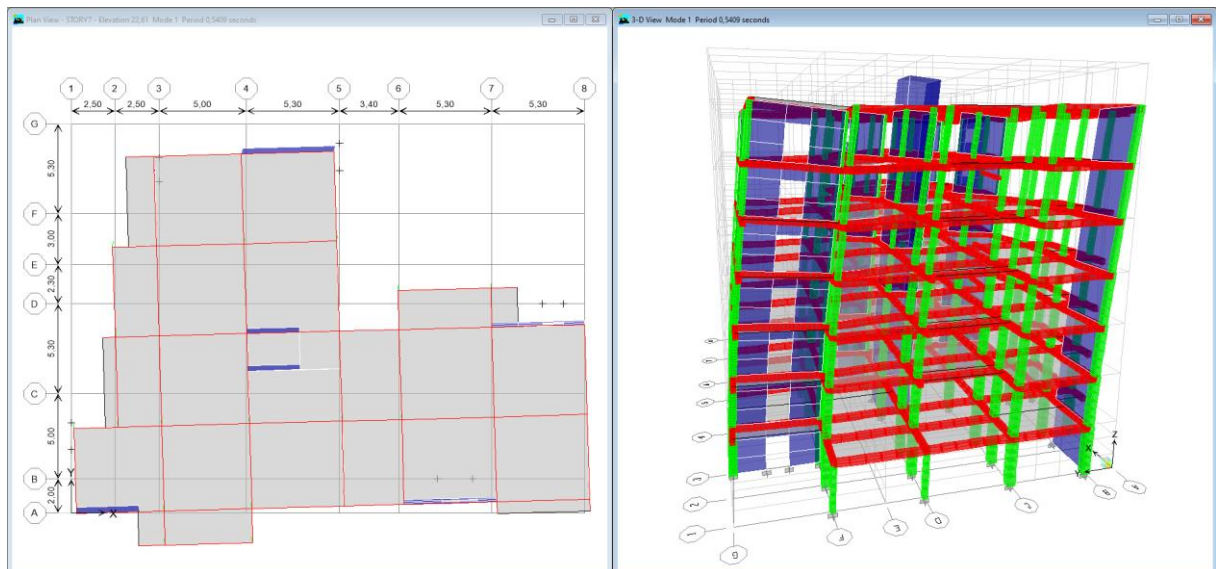


Figure V.6. Modèle final Mode 1

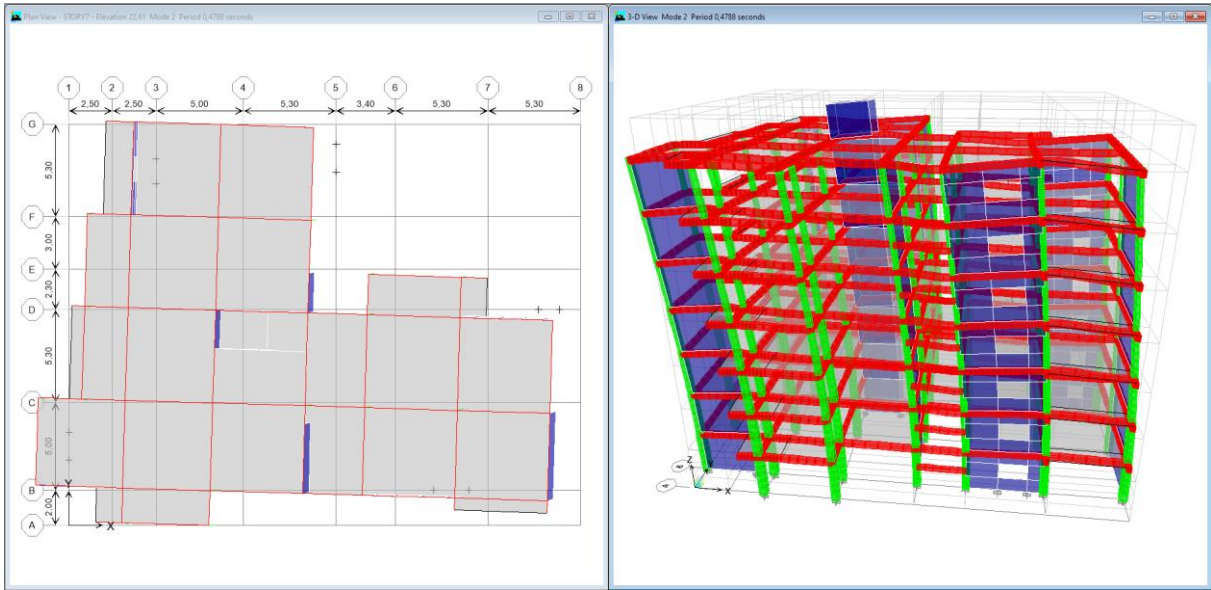


Figure V.7. Modèle final Mode 2

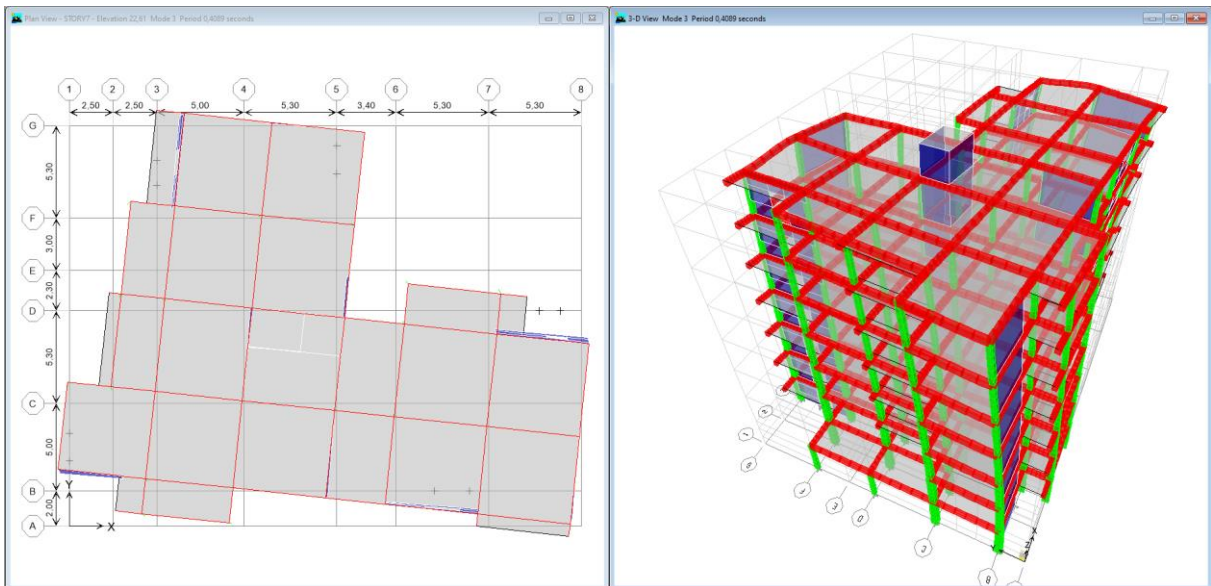


Figure V.8. Modèle final Mode 3

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

Sens	T Numérique	T Empirique	1,3. T Empirique	Observation
X	0,479	0,37	0,481	CV
Y	0,541	0,42	0,546	CV

IV.4.2.2.2 Vérification de l'effort sismique à la base :

$$\begin{cases} F_1 = V_t^x = 4667,90 \text{ kN} \\ F_2 = V_t^y = 4432,57 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{On a : } W = 33911,79 \text{ kN} \Rightarrow \begin{cases} V_s^x = 5173,23 \text{ kN} \\ V_s^y = 5173,23 \text{ kN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,8V_s^x = 4138,59 \text{ kN} \\ 0,8V_s^y = 4138,59 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 4667,90 \text{ kN} \geq 0,8V_s^x = 4138,59 \text{ kN} \dots \text{CV} \\ V_t^y = 4432,57 \text{ kN} \geq 0,8V_s^y = 4138,59 \text{ kN} \dots \text{CV} \end{cases}$$

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	Diaphragme	Load	UX	UY	δ_{ek}	$\delta k=R.\delta_{ek}$	Δk	1%hn	Obs
STORY7	7ET	EX	0,0144	0,0006	0,0144	0,0504	0,0095	0,0323	CV
STORY6	6ET	EX	0,0117	0,0005	0,0117	0,0410	0,0095	0,0323	CV
STORY5	5ET	EX	0,0090	0,0004	0,0090	0,0315	0,0095	0,0323	CV
STORY4	4ET	EX	0,0063	0,0003	0,0063	0,0221	0,0081	0,0323	CV
STORY3	3ET	EX	0,0040	0,0002	0,0040	0,0140	0,0070	0,0323	CV
STORY2	2ET	EX	0,0020	0,0001	0,0020	0,0070	0,0049	0,0323	CV
STORY1	1ET	EX	0,0006	0,0000	0,0006	0,0021	0,0021	0,0323	CV

Tableau V.8. Vérification des déplacements inter étages de modèle final Sens y-y

Story	Diaphragme	Load	UX	UY	δ_{ek}	$\delta k=R.\delta_{ek}$	Δk	1%hn	Obs
STORY7	7ET	EY	0,0006	0,0174	0,0174	0,0609	0,0116	0,0323	CV
STORY6	6ET	EY	0,0005	0,0141	0,0141	0,0494	0,0112	0,0323	CV
STORY5	5ET	EY	0,0004	0,0109	0,0109	0,0382	0,0112	0,0323	CV
STORY4	4ET	EY	0,0003	0,0077	0,0077	0,0270	0,0098	0,0323	CV
STORY3	3ET	EY	0,0002	0,0049	0,0049	0,0172	0,0084	0,0323	CV
STORY2	2ET	EY	0,0001	0,0025	0,0025	0,0088	0,0060	0,0323	CV
STORY1	1ET	EY	0,0000	0,0008	0,0008	0,0028	0,0028	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 :
$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}} \leq 0,3$$

Les résultats trouvés récapitulé dans le tableau suivant :

Tableau V.9. Vérifications des Sollicitations normales modèle final

Niveau	N° du poteau	N _d kN	B _{pot} mm	B _c mm ²	F _{c28} MPa	ν	Véri ficat ion	Obser vatio n
RDC	C11;16;23	2355,54	600	327600	25	0,2876	0,3	OUI
	C15;25;26	1824,34	550	275275	25	0,2651	0,3	OUI
	C34;35	146,3	300	81900	25	0,0715	0,3	OUI
	Les autres	1625,67	500	227500	25	0,2858	0,3	OUI
1 ^{er} étages	C11;16;23	1967,43	550	275275	25	0,2859	0,3	OUI
	C15;25;26	1536,85	500	227500	25	0,2702	0,3	OUI
	Les autres	1365,7	450	184275	25	0,2964	0,3	OUI
2 ^{eme} étages	C11;16;23	1578,17	500	227500	25	0,2775	0,3	OUI
	C4;15;25;26;27	1259,95	450	184275	25	0,2735	0,3	OUI
	Les autres	1023,24	400	145600	25	0,2811	0,3	OUI
3 ^{eme} étages	C11;16;23	1258,05	450	184275	25	0,2731	0,3	OUI
	C4;15;25;26;27	1002,58	400	145600	25	0,2754	0,3	OUI
	Les autres	812,65	350	111475	25	0,2916	0,3	OUI
4 ^{eme} étages	C11;16;C23	944,31	400	145600	25	0,2594	0,3	OUI
	C4;15;25;26;27	750,39	350	111475	25	0,2693	0,3	OUI
	Les autres	607,4	300	81900	25	0,2967	0,3	OUI
5 ^{eme} étages	C11;16;C23	637,21	350	111475	25	0,2286	0,3	OUI
	Les autres	503,33	300	81900	25	0,2458	0,3	OUI
6 ^{eme} étages	Toutes les poteaux	338,34	300	81900	25	0,1652	0,3	OUI

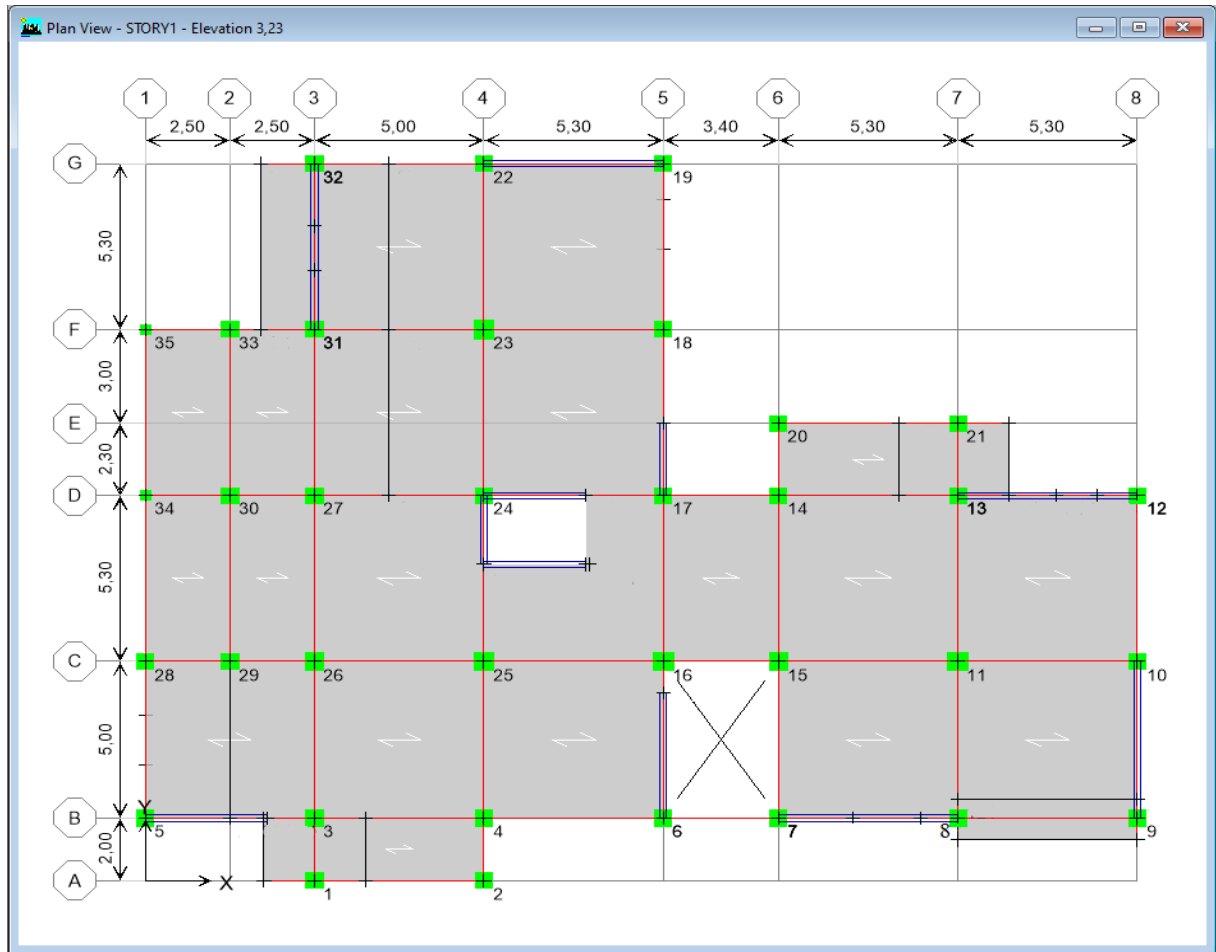


Figure V.9. Schéma de la disposition des poteaux.

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.

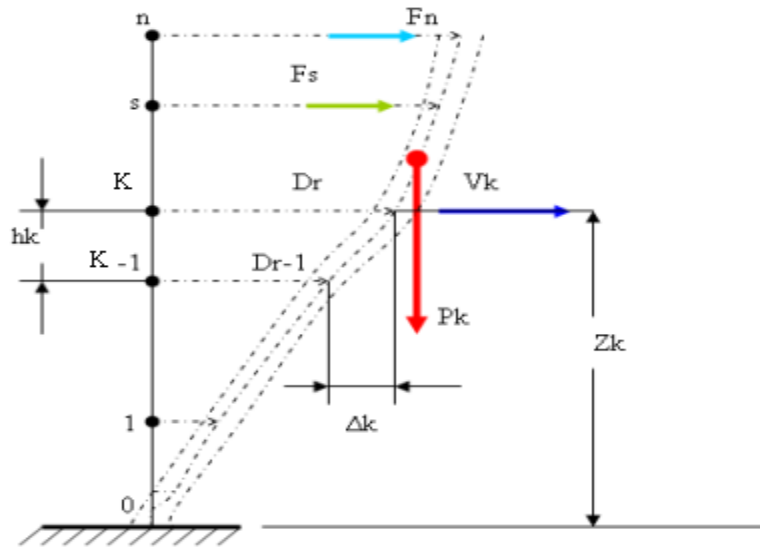


Figure V.10. Evaluation des effets du second ordre.

Tableau V.10. Vérification l'effet P-Δ du modèle final Sens x-x

Story	Diaphragme	P	Δ	V	H	θ	≤0.1
STORY7	7ET	5551,207	0,0095	1608,35	3,23	0,0101	CV
STORY6	6ET	4719,857	0,0095	2545,31	3,23	0,0054	CV
STORY5	5ET	4806,959	0,0095	3252,76	3,23	0,0043	CV
STORY4	4ET	4855,445	0,0081	3803,45	3,23	0,0032	CV
STORY3	3ET	4945,110	0,0070	4217,63	3,23	0,0025	CV
STORY2	2ET	5040,576	0,0049	4515,93	3,23	0,0017	CV
STORY1	1ET	5375,817	0,0021	4667,90	3,23	0,0007	CV

Tableau V.11. Vérification l'effet P-Δ du modèle final Sens y-y

Story	Diaphragme	P	Δ	V	H	θ	≤0.1
STORY7	7ET	5551,207	0,0116	1523,03	3,23	0,0130	CV
STORY6	6ET	4719,857	0,0112	2410,73	3,23	0,0068	CV
STORY5	5ET	4806,959	0,0112	3084,05	3,23	0,0054	CV
STORY4	4ET	4855,445	0,0098	3608,76	3,23	0,0041	CV
STORY3	3ET	4945,110	0,0084	4002,69	3,23	0,0032	CV
STORY2	2ET	5040,576	0,0060	4287,54	3,23	0,0022	CV
STORY1	1ET	5375,817	0,0028	4432,57	3,23	0,0011	CV

Vu les résultats obtenus les conditions θ_x et $\theta_y \leq 0,1$ est satisfaites, d'où les effets du 2^o 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.

➤ **Justification des pourcentages (voiles et portiques) :**

D'après les règles parasismiques algériennes (**article.3.4**) [1] Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans notre cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. Les vérifications sont regroupées dans les Tableaux ci-dessous.

A. Justification des voiles sous charges verticales :

Les voiles de contreventement doivent reprendre plus de **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.

$$\frac{\sum F_z \text{portiques}}{\sum F_z \text{portiques} + \sum F_z \text{voiles}} < 80\% \text{ Des charges verticales reprises par les portiques}$$

$$\frac{\sum F_z \text{voiles}}{\sum F_z \text{portiques} + \sum F_z \text{voiles}} \geq 20\% \text{ Des charges verticales reprises par les voiles}$$

Tableau V.12. Vérification d'interaction sous charges verticale

Combinaison	F Globale (kN)	Voiles (kN)	Pourcentage des voiles (%)	Portiques (kN)	Pourcentage des portiques (%)
G+βQ	36095,86	19612,99	54,34	16482,87	45,66

B. Justification des voiles reprendre 100% des charges horizontales :

Les voiles de contreventement doivent reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

Tableau V.13. Vérification de l'interaction sous charges horizontale

	Sens-X		Sens-Y	
	Charges reprises (kN)	Pourcentages repris (%)	Charges reprises (kN)	Pourcentages repris (%)
Voiles	4357,72	93,91	4059,13	91,55
Portiques	282,5	6,09	374,68	8,45

➤ **Interprétation des résultats :**

Les résultats représentés dans le **tableau (V.14)** montrent que les voiles reprennent de **54,34%** des charges verticales, donc cette condition est vérifiée.

Les résultats montrent que plus de **93,91%** au sens X et plus de **91,55%** au sens Y de l'effort horizontal est repris par les voiles, donc cette condition n'est pas vérifiée

Pour obtenir 100% des sollicitations du aux charges horizontales reprendre par les voiles, doivent être placés des appuis sous les poteaux et des encastremets sous les voiles dans la modélisation pour faire le ferrailage des voiles.

Alors on opte pour un système de contreventement de **type 2** (système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé),

V.4.2.2.7 Vérification de la stabilité vis-à-vis le renversement : RPA99v2003 article 4.4.1

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origines sismique.

Il faut vérifier que : $\frac{\text{moment résistant}}{\text{moment de renversement}} \geq 1.5$

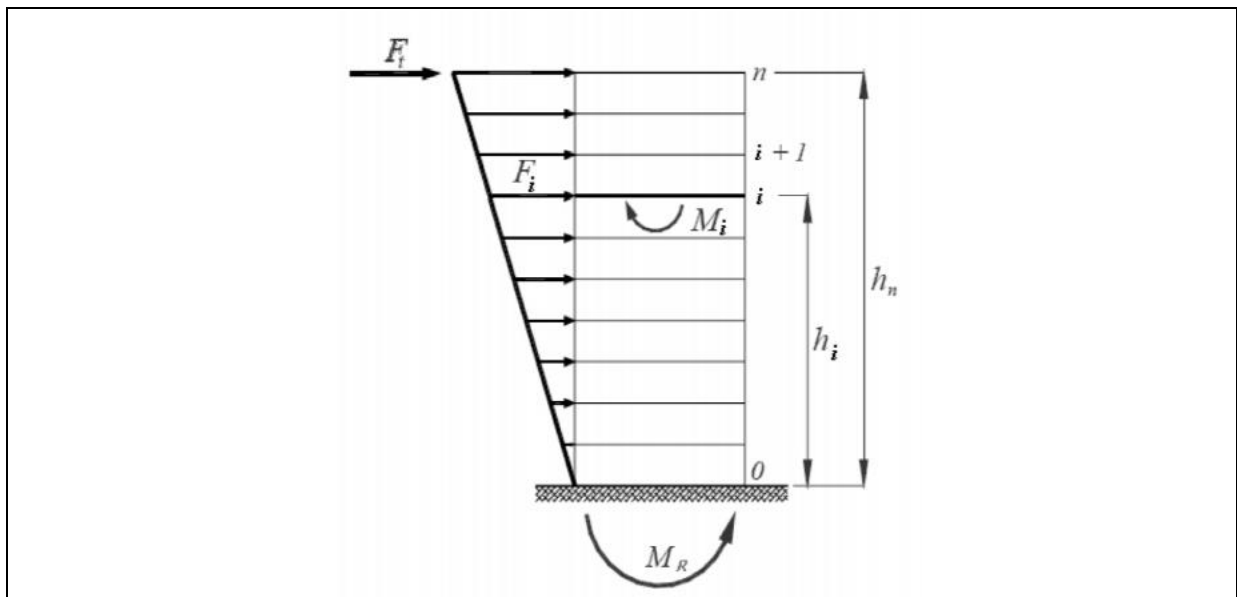


Figure .V.11.Schéma du renversement

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. calcul du moment stabilisant

Ms (kN.m)					
Story	Gx(m)	Gy(m)	Wi(kN)	Wi*Gx	Wi*Gy
STORY7	13,23	10,27	5551,21	73420,27	56999,80
STORY6	13,55	10,04	4719,86	63939,90	47406,24
STORY5	13,61	9,96	4806,96	65408,29	47853,28
STORY4	13,60	9,95	4855,44	66038,90	48316,53
STORY3	13,59	9,95	4945,11	67213,94	49193,96
STORY2	13,59	9,95	5040,58	68511,51	50143,65
STORY1	13,12	10,10	5375,82	70530,72	54279,63
Σ				475063,53	354193,08

Tableau.V.15.calcul du moment de renversement

Mr (kN.m)							
Story	Z (m)	Wi(kN)	Wi*Z	Fx (kN)	Fy(kN)	Fx* hi	Fy*hi
STORY7	22,61	5551,21	125512,80	1287,11	1222,22	29101,48	27634,34
STORY6	19,38	4719,86	91470,83	938,01	890,72	18178,70	17262,23
STORY5	16,15	4806,96	77632,39	796,10	755,97	12857,07	12208,88
STORY4	12,92	4855,44	62732,35	643,31	610,87	8311,52	7892,50
STORY3	9,69	4945,11	47918,12	491,39	466,62	4761,57	4521,52
STORY2	6,46	5040,58	32562,12	333,92	317,08	2157,11	2048,36
STORY1	3,23	5375,82	17363,89	178,06	169,09	575,143	546,15
Σ			455192,48			72113,97	72113,97

Tableau.V.16.vérification du renversement



Direction	Σ Ms	Σ Mr	Σ Ms/Σ Mr	Observation
Suivant X-X	475063,53	75942,58	6,26	Vérifié
Suivant Y-Y	354193,08	72113,97	4,91	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 ($=0.8 \cdot V_{MSE}$), 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, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal "N" par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant "M" dans le sens longitudinal et transversal (dû à l'action horizontale).

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

1. Section entièrement tendue SET ;
2. Section entièrement comprimée SEC ;
3. Section partiellement comprimée SPC.

a) Armatures longitudinales

La section A_ℓ des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_\ell = \min \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \text{ par mètre de longueur de parement} \\ 0,1\% \leq \frac{A_\ell}{B} \leq 5\% \quad B : \text{section de béton comprimé} \end{cases}$$

- 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]** » :

$$0,9\% \leq \frac{A_\ell}{b.h} \leq 3\% \quad (\text{Zone courante})$$

$$0,9\% \leq \frac{A_\ell}{b \cdot h} \leq 6\% \text{ (Zone de recouvrement)}$$

- 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.

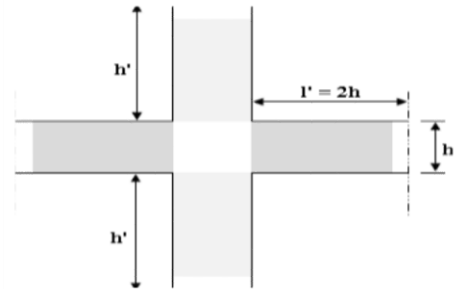


Figure VI.1 Zone nodale.

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 :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = \begin{cases} \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation durable} \\ \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa} \rightarrow \textit{situation accidentelle} \end{cases}$$

Selon BAEL 91 Modifié 99 [2] :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases}$$

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'élancement a pour valeur : $\lambda = \frac{l_f}{h} \sqrt{12} \approx 3,46 \frac{l_f}{h}$

e) **Armatures transversales**

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.2.1 Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes:

$$\text{Selon CBA 93 article B.8.2.1.1 [3]} : \begin{cases} \text{ELU : Situation durable } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : Situation durable } G + Q \end{cases}$$

$$\text{Selon RPA99 modifié en 2003 article 5.2 [1]} : \begin{cases} \text{Situation accidentelle } G + Q \pm E \\ \text{Situation accidentelle } 0,8G \pm E \end{cases}$$

Avec:

G: Charges permanentes ;

Q: Surcharge d'exploitation ;

E: Action du séisme.

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^{corr}) :

Tableau VI. 3 Ferrailages des poteaux situation durable (N^{max}, M^{corr})

Niveau	N° du poteau	Largeur cm	Nmax kN	Mcorr kN.m	Sollicitation	A's	As	As min cm ²
RDC	C11;16;23	60	-2261,81	1,013	SEC	0	0	32,4
	C15;25;26	55	-1849,19	-8,311	SEC	0	0	27,225
	C34;35	30	-150,78	-2,585	SEC	0	0	8,1
	Les autres	50	-1671,08	-11,692	SEC	0	0	22,5
1^{er} étages	C11;16;23	55	-1920,94	2,165	SEC	0	0	27,225
	C15;25;26;27	50	-1558,38	-21,317	SEC	0	0	22,5
	Les autres	45	-1318,9	-45,395	SEC	0	0	18,225
2^{eme} étages	C11;16;23	50	-1590,22	3,701	SEC	0	0	22,5
	C4;15;25;26;27	45	-1278,36	-20,28	SEC	0	0	18,225
	Les autres	40	-1027,63	-14,233	SEC	0	0	14,4
3^{eme} étages	C11;16;23	45	-1267,16	5,083	SEC	0	0	18,225
	C4;15;25;26;27	40	-1007,16	-20,691	SEC	0	0	14,4

	Les autres	35	-817,23	-14,336	SEC	0	0	11,025
4 ^{eme} étages	C11;16;C23	40	-950,37	6,143	SEC	0	0	14,4
	C4;15;25;26;27	35	-749,69	-5,497	SEC	0	0	11,025
	Les autres	30	-611,36	-10,697	SEC	0	0	8,1
5 ^{eme} étages	C11;16;C23	35	-640,62	7,038	SEC	0	0	11,025
	Les autres	30	-502,31	-4,649	SEC	0	0	8,1
6 ^{eme} étages	Toutes les poteaux	30	-340,13	6,685	SEC	0	0	8,1

b. ($M3^{max}$, N^{corr}) :

Tableau VI.4 Ferrailages des poteaux situation durable ($M3^{max}$, N^{corr})

Niveau	N° du poteau	Largeur cm	Ncorr kN	M3max kN.m	Sollicitation	A's	As	As min cm ²
RDC	C11;16;23	60	-2182,07	-38,906	SEC	0	0	32,4
	C15;25;26	55	-1729,37	11,133	SEC	0	0	27,225
	C34;35	30	-142,34	4,056	SEC	0	0	8,1
	Les autres	50	-1647,62	18,647	SEC	0	0	22,5
1 ^{er} étages	C11;16;23	55	-1867,85	26,073	SEC	0	0	27,225
	C15;25;26;27	50	-1409,05	-21,671	SEC	0	0	22,5
	Les autres	45	-647,46	-24,771	SEC	0	0	18,225
2 ^{eme} étages	C11;16;23	50	-1542,29	-10,145	SEC	0	0	22,5
	C4;15;25;26;27	45	-1218,75	-9,891	SEC	0	0	18,225
	Les autres	40	-564,71	-25,342	SEC	0	0	14,4
3 ^{eme} étages	C11;16;23	45	-1267,16	5,083	SEC	0	0	18,225
	C4;15;25;26;27	40	-966,88	-7,585	SEC	0	0	14,4
	Les autres	35	-413,94	-25,134	SEC	0	0	11,025
4 ^{eme} étages	C11;16;C23	40	-917,6	-6,786	SEC	0	0	14,4
	C4;15;25;26;27	35	-749,69	-5,497	SEC	0	0	11,025
	Les autres	30	-283,98	-20,767	SEC	0	0	8,1
5 ^{eme} étages	C11;16;C23	35	-640,62	7,038	SEC	0	0	11,025
	Les autres	30	-183,43	-26,475	SPC	0	0,78	8,1
6 ^{eme} étages	Toutes les poteaux	30	-102,24	-25,482	SPC	0	2,74	8,1

c. ($M2^{\max}$, N^{corr}) :Tableau VI.5 Ferrailages des poteaux situation durable ($M2^{\max}$, N^{corr})

Niveau	N° du poteau	Largeur cm	Ncorr kN	M2max kN.m	Sollicitation	A's	As	As min cm ²
RDC	C11;16;23	60	-1226,09	25,886	26,794	0	0	32,4
	C15;25;26	55	-1729,37	-27,737	SEC	0	0	27,225
	C34;35	30	-65,79	-13,045	SEC	0	0,84	8,1
	Les autres	50	-1104,73	37,009	SEC	0	0	22,5
1 ^{er} étages	C11;16;23	55	-1019,1	-36,836	SEC	0	0	27,225
	C15;25;26;27	50	-1482,24	38,406	SEC	0	0	22,5
	Les autres	45	-1318,9	-45,395	SEC	0	0	18,225
2 ^{eme} étages	C11;16;23	50	-801,5	-36,534	SEC	0	0	22,5
	C4;15;25;26;27	45	-1101,22	-57,131	SEC	0	0	18,225
	Les autres	40	-947,67	38,701	SEC	0	0	14,4
3 ^{eme} étages	C11;16;23	45	-604,81	-38,086	SEC	0	0	18,225
	C4;15;25;26;27	40	-887,73	-49,04	SEC	0	0	14,4
	Les autres	35	-748,27	34,396	SEC	0	0	11,025
4 ^{eme} étages	C11;16;C23	40	-428,54	-36,595	SEC	0	0	14,4
	C4;15;25;26;27	35	-672,28	-42,433	SEC	0	0	11,025
	Les autres	30	-555,54	25,535	SEC	0	0	8,1
5 ^{eme} étages	C11;16;C23	35	-269,73	-31,506	SEC	0	0	11,025
	Les autres	30	-453,55	-31,228	SEC	0	0	8,1
6 ^{eme} étages	Toutes les poteaux	30	-236,02	40,063	SPC	0	3,18	8,1

2. Situation accidentelle

2.1 Combinaison : G + Q + E

a. (N^{\max} , M^{corr}) :Tableau VI. 6 Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr})

Niveau	N° du poteau	Largeur cm	Nmax kN	Mcorr kN.m	Sollicitation	A's	As	As min cm ²
RDC	C11;16;23	60	-2208,04	-109,464	SEC	0	0	32,4
	C15;25;26	55	-1499,72	-58,985	SEC	0	0	27,225
	C34;35	30	-122,06	-9,871	SEC	0	0	8,1
	Les autres	50	-1600,37	-56,716	SEC	0	0	22,5

1 ^{er} étages	C11;16;23	55	-1836,86	-134,381	SEC	0	0	27,225
	C15;25;26;27	50	-1277,91	-34,306	SEC	0	0	22,5
	Les autres	45	-1305,43	-78,003	SEC	0	0	18,225
2 ^{eme} étages	C11;16;23	50	-1418,07	-142,444	SEC	0	0	22,5
	C4;15;25;26;27	45	-1054,35	-42,237	SEC	0	0	18,225
	Les autres	40	-968,84	-80,877	SEC	0	0	14,4
3 ^{eme} étages	C11;16;23	45	-1008,26	-135,412	SEC	0	0	18,225
	C4;15;25;26;27	40	-834,11	-40,114	SEC	0	0	14,4
	Les autres	35	-669,32	-68,767	SEC	0	0	11,025
4 ^{eme} étages	C11;16;C23	40	-710,08	-36,773	SEC	0	0	14,4
	C4;15;25;26;27	35	-619,45	-31,959	SEC	0	0	11,025
	Les autres	30	-490,63	-16,438	SEC	0	0	8,1
5 ^{eme} étages	C11;16;C23	35	-478,39	-29,771	SEC	0	0	11,025
	Les autres	30	-412,94	-19,765	SEC	0	0	8,1
6 ^{eme} étages	Toutes les poteaux	30	-253,56	-19,874	SEC	0	0	8,1

b. ($M3^{max}, N^{corr}$) :

Tableau VI.7 Ferrailages des poteaux situation durable ($M3^{max}, N^{corr}$)

Niveau	N° du poteau	Largeur cm	Ncorr kN	M3max kN.m	Sollicitation	A's	As	As min cm ²
RDC	C11;16;23	60	-1551,25	73,446	SEC	0	0	32,4
	C15;25;26	55	-1350,27	-53,526	SEC	0	0	27,225
	C34;35	30	-122,06	-9,871	SEC	0	0	8,1
	Les autres	50	-1600,37	-56,716	SEC	0	0	22,5
1 ^{er} étages	C11;16;23	55	-1301,62	53,52	SEC	0	0	27,225
	C15;25;26;27	50	-1065,89	-54,373	SEC	0	0	22,5
	Les autres	45	-1305,43	-78,003	SEC	0	0	18,225
2 ^{eme} étages	C11;16;23	50	-545,63	43,052	SEC	0	0	22,5
	C4;15;25;26;27	45	-828,42	44,705	SEC	0	0	18,225
	Les autres	40	-968,84	-80,877	SEC	0	0	14,4
3 ^{eme} étages	C11;16;23	45	-473,13	-40,375	SEC	0	0	18,225
	C4;15;25;26;27	40	-668,4	41,805	SEC	0	0	14,4
	Les autres	35	-669,32	-68,767	SEC	0	0	11,025

4 ^{eme} étages	C11;16;C23	40	-333,29	-36,235	SEC	0	0	14,4
	C4;15;25;26;27	35	-499,13	37,133	SEC	0	0	11,025
	Les autres	30	-425,23	-47,618	SEC	0	0	8,1
5 ^{eme} étages	C11;16;C23	35	-460,03	29,992	SEC	0	0	11,025
	Les autres	30	-245,7	-51,222	SPC	0	4,14	8,1
6 ^{eme} étages	Toutes les poteaux	30	-36,4	45,938	SPC	0	8,02	8,1

c. ($M2^{\max}$, N^{corr}) :

Tableau VI.8 Ferrailages des poteaux situation durable ($M2^{\max}$, N^{corr})

Niveau	N° du poteau	Largeur cm	Ncorr kN	M2max kN.m	Sollicita tion	A's	As	As min cm ²
RDC	C11;16;23	60	-2208,04	-109,464	SEC	0	0	32,4
	C15;25;26	55	-1060,93	81,585	SEC	0	0	27,225
	C34;35	30	-52,63	15,853	SEC	0	1,58	8,1
	Les autres	50	-1262,53	-66,958	SEC	0	0	22,5
1 ^{er} étages	C11;16;23	55	-1836,86	-134,381	SEC	0	0	27,225
	C15;25;26;27	50	-881,57	89,918	SEC	0	0	22,5
	Les autres	45	-1037,57	-79,897	SEC	0	0	18,225
2 ^{eme} étages	C11;16;23	50	-1418,07	-142,444	SEC	0	0	22,5
	C4;15;25;26;27	45	-863,35	-100,876	SEC	0	0	18,225
	Les autres	40	-847,68	-80,71	SEC	0	0	14,4
3 ^{eme} étages	C11;16;23	45	-1008,26	-135,412	SEC	0	0	18,225
	C4;15;25;26;27	40	-575,2	92,963	SEC	0	0	14,4
	Les autres	35	-657,6	-71,991	SEC	0	0	11,025
4 ^{eme} étages	C11;16;C23	40	-644,81	-115,248	SPC	0	1,64	14,4
	C4;15;25;26;27	35	-436,71	80,252	SPC	0	3,12	11,025
	Les autres	30	-478,1	-52,234	SEC	0	0	8,1
5 ^{eme} étages	C11;16;C23	35	-349,57	-85,815	SPC	0	6,16	11,025
	Les autres	30	-314,66	-57,676	SPC	0	4,1	8,1
6 ^{eme} étages	Toutes les poteaux	30	-208,86	-66,821	SPC	0	8,56	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	N° du poteau	Largeur cm	Nmax kN	Mcorr kN.m	Sollicitation	A's	As	As min cm ²
RDC	C11;16;23	60	-1946,77	-105,933	SEC	0	0	32,4
	C15;25;26	55	-1087,31	-63,156	SEC	0	0	27,225
	C34;35	30	-89,19	-9,337	SEC	0	0	8,1
	Les autres	50	-1395,08	-55,218	SEC	0	0	22,5
1 ^{er} étages	C11;16;23	55	-1625,06	-125,272	SEC	0	0	27,225
	C15;25;26;27	50	-930,8	-44,494	SEC	0	0	22,5
	Les autres	45	-1139,54	-73,428	SEC	0	0	18,225
2 ^{eme} étages	C11;16;23	50	-1250,95	-133,49	SEC	0	0	22,5
	C4;15;25;26;27	45	-769,95	-51,964	SEC	0	0	18,225
	Les autres	40	-843,91	-75,294	SEC	0	0	14,4
3 ^{eme} étages	C11;16;23	45	-881,72	-126,182	SEC	0	0	18,225
	C4;15;25;26;27	40	-609,98	-49,655	SEC	0	0	14,4
	Les autres	35	-578,29	-63,184	SEC	0	0	11,025
4 ^{eme} étages	C11;16;C23	40	-554,93	-106,49	SPC	0	2,14	14,4
	C4;15;25;26;27	35	-453,82	-40,616	SEC	0	0	11,025
	Les autres	30	-388,1	-48,389	SPC	0	0,32	8,1
5 ^{eme} étages	C11;16;C23	35	-333,31	-30,072	SEC	0	0	11,025
	Les autres	30	-304,68	-26,346	SEC	0	0	8,1
6 ^{eme} étages	Toutes les poteaux	30	-183,79	-19,579	SEC	0	0	8,1

b. ($M3^{\max}, N^{\text{corr}}$) :Tableau VI.10 Ferrailages des poteaux situation durable ($M3^{\max}, N^{\text{corr}}$)

Niveau	N° du poteau	Largeur cm	Ncorr kN	M3max kN.m	Sollicitation	A's	As	As min cm ²
RDC	C11;16;23	60	-718,94	-67,011	SEC	0	0	32,4
	C15;25;26	55	-921,93	52,828	SEC	0	0	27,225
	C34;35	30	-89,19	-9,337	SEC	0	0	8,1
	Les autres	50	-1395,08	-55,218	SEC	0	0	22,5

1 ^{er} étages	C11;16;23	55	-854,13	46,99	SEC	0	0	27,225
	C15;25;26;27	50	-739,97	-49,052	SEC	0	0	22,5
	Les autres	45	-1139,54	-73,428	SEC	0	0	18,225
2 ^{eme} étages	C11;16;23	50	-460,83	-43,284	SEC	0	0	22,5
	C4;15;25;26;27	45	-559,84	43,715	SEC	0	0	18,225
	Les autres	40	-843,91	-75,294	SEC	0	0	14,4
3 ^{eme} étages	C11;16;23	45	-346,58	-41,34	SEC	0	0	18,225
	C4;15;25;26;27	40	-456,68	41,199	SEC	0	0	14,4
	Les autres	35	-578,29	-63,184	SEC	0	0	11,025
4 ^{eme} étages	C11;16;C23	40	-243,41	-36,785	SEC	0	0	14,4
	C4;15;25;26;27	35	-343,26	36,153	SEC	0	0	11,025
	Les autres	30	-363,76	-43,006	SPC	0	0,12	8,1
5 ^{eme} étages	C11;16;C23	35	-151,44	-28,186	SPC	0	0,54	11,025
	Les autres	30	-207,81	-45,364	SEC	0	3,72	8,1
6 ^{eme} étages	Toutes les poteaux	30	-19,77	40,504	SPC	0	7,34	8,1

c.(M2^{max},N^{corr}) ;

Tableau VI.11 Ferrailages des poteaux situation durable (M2^{max},N^{corr})

Niveau	N° du poteau	Largeur cm	Ncorr kN	M2max kN.m	Sollicitation	A's	As	As min cm ²
RDC	C11;16;23	60	-1946,77	-105,933	SEC	0	0	32,4
	C15;25;26	55	-648,52	77,414	SEC	0	0	27,225
	C34;35	30	-36,57	14,099	SPC	0	1,66	8,1
	Les autres	50	-575,27	-63,05	SEC	0	0	22,5
1 ^{er} étages	C11;16;23	55	-1625,06	-125,272	SEC	0	0	27,225
	C15;25;26;27	50	-534,46	79,73	SEC	0	0	22,5
	Les autres	45	-846,22	-73,375	SEC	0	0	18,225
2 ^{eme} étages	C11;16;23	50	-1250,95	-133,49	SEC	0	0	22,5
	C4;15;25;26;27	45	-437,13	86,112	SEC	0	0	18,225
	Les autres	40	-691,96	-75,189	SEC	0	0	14,4
3 ^{eme} étages	C11;16;23	45	-881,72	-126,182	SEC	0	0	18,225
	C4;15;25;26;27	40	-351,07	83,422	SPC	0	3,16	14,4
	Les autres	35	-535,59	-67,018	SEC	0	0	11,025

4 ^{eme} étages	C11;16;C23	40	-554,93	-106,49	SPC	0	2,14	14,4
	C4;15;25;26;27	35	-271,09	71,594	SPC	0	5,26	11,025
	Les autres	30	-388,1	-48,389	SPC	0	0,32	8,1
5 ^{eme} étages	C11;16;C23	35	-293,14	-78,353	SPC	0	6,02	11,025
	Les autres	30	-254,23	-53,102	SPC	0	4,38	8,1
6 ^{eme} étages	Toutes les poteaux	30	-158,04	-58,709	SPC	0	7,84	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	N° du poteau	Largeur r cm	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	C11;16;23	60	0	32,4	108	216	12T20	37,7
	C15;25;26	55	0	27,22	90,75	181,5	8T16+4T2	28,65
	C34;35	30	1,66	8,1	27	54	8T12	9,05
	Les autres	50	0	22,5	75	150	12T16	24,13
1 ^{er} étages	C11;16;23	55	0	27,22	90,75	181,5	8T16+4T2	28,65
	C15;25;26;27	50	0	22,5	75	150	12T16	24,13
	Les autres	45	0	18,22	60,75	121,5	12T14	18,47
2 ^{eme} étages	C11;16;23	50	0	22,5	75	150	12T16	24,13
	C4;15;25;26;27	45	0	18,22	60,75	121,5	12T14	18,47
	Les autres	40	0	14,4	48	96	8T16	16,08
3 ^{eme} étages	C11;16;23	45	0	18,22	60,75	121,5	12T14	18,47
	C4;15;25;26;27	40	3,16	14,4	48	96	8T16	16,08
	Les autres	35	0	11,02	36,75	73,5	8T14	12,32
4 ^{eme} étages	C11;16;C23	40	2,14	14,4	48	96	8T16	16,08
	C4;15;25;26;27	35	5,26	11,02	36,75	73,5	8T14	12,32
	Les autres	30	0,32	8,1	27	54	8T12	9,05
5 ^{eme} étages	C11;16;C23	35	6,16	11,02	36,75	73,5	8T14	12,32
	Les autres	30	4,38	8,1	27	54	8T12	9,05
6 ^{eme} étages	Toutes les poteaux	30	8,56	8,1	27	54	8T12	9,05

Avec :

As^{cal} : La section d'armatures calculée pour la section totale du poteau.

As^{min} : La section d'armatures minimale pour la section totale du poteau.

As^{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 admissibles sont données par :

- Béton : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Fissuration peu nuisiblePas de vérification.

- Acier : Fissuration préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3}f_e, 110(\eta.ftj)^{0.5})$

Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{3}f_e, 110\eta)$

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:

a. M^{ser}_{cor} ; N^{ser}_{max} :

Tableau VI.13 Vérification des contraintes pour les poteaux (N^{max}, M^{corr})

Niveau	N° du poteau	Section (cm²)	Nmax (kN)	Mcorr (kN.m)	Sollicitation	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
RDC	C11;16;23	60	-1645,87	0,748	SEC	201,63	55,6	15	5	OK
	C15;25;26	55	-1349,98	-6,012	SEC	201,63	53,3	15	5,03	OK
	C34;35	30	-110,18	-1,894	SEC	201,63	10,9	15	1,72	OK
	Les autres	50	-1217,8	-8,5	SEC	201,63	56,3	15	5,66	OK
1 ^{er} étages	C11;16;23	55	-1397,94	1,572	SEC	201,63	56,8	15	5,05	OK
	C15;25;26;27	50	-1137,59	-15,428	SEC	201,63	49	15	5,62	OK
	Les autres	45	-963,87	-32,871	SEC	201,63	37,9	15	7,17	OK
2 ^{eme} étages	C11;16;23	50	-1157,45	2,692	SEC	201,63	56	15	5,14	OK
	C4;15;25;26;27	45	-933,11	-14,688	SEC	201,63	47,9	15	5,88	OK
	Les autres	40	-751,24	-10,481	SEC	201,63	40,7	15	6,25	OK
3 ^{eme} étages	C11;16;23	45	-922,61	3,697	SEC	201,63	54,5	15	5,15	OK
	C4;15;25;26;27	40	-735,14	-14,995	SEC	201,63	36,1	15	6,51	OK
	Les autres	35	-597,4	-10,565	SEC	201,63	45,4	15	6,67	OK

4 ^{eme} étages	C11;16;C23	40	-692,39	4,468	SEC	201,63	41,6	15	5,33	OK
	C4;15;25;26;27	35	-546,56	-3,969	SEC	201,63	49,4	15	5,36	OK
	Les autres	30	-446,92	-7,881	SEC	201,63	43,8	15	7,03	OK
5 ^{eme} étages	C11;16;C23	35	-467,37	5,123	SEC	201,63	39,8	15	4,81	OK
	Les autres	30	-366,7	-3,359	SEC	201,63	42,7	15	5,12	OK
6 ^{eme} étages	Toutes les poteaux	30	-249,13	4,874	SEC	201,63	23,4	15	4,02	OK

b. $M3^{ser}_{max}$; N^{ser}_{cor} :

Tableau VI.14 Vérification des contraintes pour les poteaux ($M3^{max}$, N^{corr})

Niveau	N° du poteau	Section (cm ²)	Ncorr (kN)	M3max (kN.m)	Sollicitation	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
RDC	C11;16;23	60	-	-28,259	SEC	201,63	46,1	15	5,53	OK
	C15;25;26	55	-1259,3	8,085	SEC	201,63	48,8	15	4,78	OK
	C34;35	30	-100,52	3,133	SEC	201,63	6,88	15	1,86	OK
	Les autres	50	-	13,558	SEC	201,63	53	15	5,81	OK
1 ^{er} étages	C11;16;23	55	-1359,2	18,933	SEC	201,63	49	15	5,5	OK
	C15;25;26;27	50	-1027	-15,751	SEC	201,63	43,4	15	5,16	OK
	Les autres	45	-475,86	-18,24	SEC	201,63	17,4	15	3,66	OK
2 ^{eme} étages	C11;16;23	50	-	-7,383	SEC	201,63	52,1	15	5,2	OK
	C4;15;25;26;27	45	-887,94	-7,188	SEC	201,63	50,1	15	5,18	OK
	Les autres	40	-412,41	-18,511	SEC	201,63	7,07	15	4,71	OK
3 ^{eme} étages	C11;16;23	45	-922,61	3,697	SEC	201,63	54,5	15	5,15	OK
	C4;15;25;26;27	40	-704,65	-5,514	SEC	201,63	41,6	15	5,51	OK
	Les autres	35	-302,38	-18,352	SEC	201,63	4,93	15	5,08	OK
4 ^{eme} étages	C11;16;C23	40	-668,5	-4,95	SEC	201,63	39,6	15	5,2	OK
	C4;15;25;26;27	35	-503,26	4,048	SEC	201,63	44,9	15	4,99	OK
	Les autres	30	-207,59	-15,164	SEC	201,63	-9,74	15	5,82	OK
5 ^{eme} étages	C11;16;C23	35	-450,75	-4,817	SEC	201,63	38,6	15	4,63	OK
	Les autres	30	-134,34	-19,335	SEC	201,63	-66,4	15	6,73	OK
6 ^{eme} étages	Toutes les poteaux	30	-75,33	-18,617	SEC	201,63	-102,9	15	6,29	OK

c. $M2^{ser}_{max}$; N^{ser}_{cor} :

Tableau VI.15 Vérification des contraintes pour les poteaux ($M2^{max}, N^{corr}$)

Niveau	N° du poteau	Section (cm ²)	Ncorr (kN)	M2max (kN.m)	Sollicitation	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Vérification
RDC	C11;16;23	60	-897,55	18,801	SEC	201,63	25,3	15	3,2	OK
	C15;25;26	55	-1259,3	-20,081	SEC	201,63	44,5	15	5,18	OK
	C34;35	30	-47,84	-11,537	SEC	201,63	-62,8	15	3,9	OK
	Les autres	50	-807,59	27,113	SEC	201,63	27,1	15	4,71	OK
1 ^{er} étages	C11;16;23	55	-746,2	-26,764	SEC	201,63	21,1	15	3,57	OK
	C15;25;26;27	50	-	27,806	SEC	201,63	40,3	15	5,93	OK
	Les autres	45	-963,87	-32,871	SEC	201,63	37,9	15	7,17	OK
2 ^{eme} étages	C11;16;23	50	-586,79	-26,556	SEC	201,63	16,4	15	3,73	OK
	C4;15;25;26;27	45	-804,81	-41,382	SEC	201,63	22,4	15	6,84	OK
	Les autres	40	-692,48	28,016	SEC	201,63	23,2	15	7,28	OK
3 ^{eme} étages	C11;16;23	45	-442,73	-27,699	SEC	201,63	9,09	15	4,07	OK
	C4;15;25;26;27	40	-648,77	-35,518	SEC	201,63	11,6	15	7,71	OK
	Les autres	35	-546,82	24,903	SEC	201,63	20,6	15	8,09	OK
4 ^{eme} étages	C11;16;C23	40	-313,67	-26,631	SEC	201,63	-1,65	15	4,5	OK
	C4;15;25;26;27	35	-491,37	-30,734	SEC	201,63	6,55	15	8,38	OK
	Les autres	30	-406,1	18,492	SEC	201,63	13,2	15	8,8	OK
5 ^{eme} étages	C11;16;C23	35	-197,45	-22,939	SEC	201,63	-26,5	15	5,2	OK
	Les autres	30	-331,67	-22,621	SEC	201,63	-9,26	15	8,87	OK
6 ^{eme} étages	Toutes les poteaux	30	-172,83	29,161	SEC	201,63	-119,7	15	10,1	OK

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'élancement $\lambda_g \geq 5$

$\rho_d = 0,040$si l'élancement $\lambda_g < 5$

Avec :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16 Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux

Etage	N° du poteau	Secti-on (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	$\bar{\tau}_u^{CBA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	Vérification
RDC	C11;16;23	60	21,07	0,07	3,8	0,04	2,5	1	OK
	C15;25;26	55	15,59	0,06	4,1	0,04	2,5	1	OK
	C34;35	30	7,49	0,09	7,5	0,075	2,5	1,875	OK
	Les autres	50	-21,91	0,10	4,5	0,04	2,5	1	OK
1 ^{er} étages	C11;16;23	55	-24,23	0,09	4,1	0,04	2,5	1	OK
	C15;25;26;27	50	25,41	0,11	4,5	0,04	2,5	1	OK
	Les autres	45	-29,09	0,16	5,0	0,075	2,5	1,875	OK
2 ^{eme} étages	C11;16;23	50	-24,7	0,11	4,5	0,04	2,5	1	OK
	C4;15;25;26;2	45	-36,83	0,20	5,0	0,075	2,5	1,875	OK
	Les autres	40	25,76	0,18	5,7	0,075	2,5	1,875	OK
3 ^{eme} étages	C11;16;23	45	-25,52	0,14	5,0	0,075	2,5	1,875	OK
	C4;15;25;26;2	40	-32,47	0,23	5,7	0,075	2,5	1,875	OK
	Les autres	35	22,67	0,21	6,5	0,075	2,5	1,875	OK
4 ^{eme} étages	C11;16;C23	40	-24,35	0,17	5,7	0,075	2,5	1,875	OK
	C4;15;25;26;2	35	-27,93	0,25	6,5	0,075	2,5	1,875	OK
	Les autres	30	16,4	0,20	7,5	0,075	2,5	1,875	OK
5 ^{eme} étages	C11;16;C23	35	-20,69	0,19	6,5	0,075	2,5	1,875	OK
	Les autres	30	-20,05	0,25	7,5	0,075	2,5	1,875	OK
6 ^{eme} étages	Toutes les poteaux	30	-18,86	0,23	7,5	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]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d ; 40cm) \\ \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right. \text{ Avec:}$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_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 :

$S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Zone nodale (zone IIb).

$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{b}{2}; \frac{h}{2}; 10\phi_l\right) \dots \dots \dots$ 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 :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpolation} \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{L'élanement géométrique du poteau} \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \right)$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur de flambement du poteau.

Pour les armatures transversales $f_c=400\text{MPa}$ (FeE40).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau VI.17 Espacements maximales selon RPA99.V.2003

Etage	N° du poteau	Section (cm ²)	Barres	Ø _l (mm)	S _{t max} (cm)		S _{t adp} (cm)	
					Zone nodale	Zone courante	Zone nodale	Zone courante
RDC	C11;16;23	60	12T20	20	10,0	20	10,0	15
	C15;25;26	55	8T16+4T20	16	10,0	16	10,0	15
	C34;35	30	8T12	12	10,0	12	10,0	12
	Les autres	50	12T16	16	10,0	16	10,0	15
1 ^{er} étages	C11;16;23	55	8T16+4T20	16	10,0	16	10,0	15
	C15;25;26 ;27	50	12T16	16	10,0	16	10,0	15
	Les autres	45	12T14	14	10,0	14	10,0	12
2 ^{eme} étages	C11;16;23	50	12T16	16	10,0	16	10,0	15
	C4;15;25;26;27	45	12T14	14	10,0	14	10,0	12
	Les autres	40	8T16	16	10,0	16	10,0	15
3 ^{eme} étages	C11;16;23	45	12T14	14	10,0	14	10,0	12
	C4;15;25;26;27	40	8T16	16	10,0	16	10,0	15
	Les autres	35	8T14	14	10,0	14	10,0	12
4 ^{eme} étages	C11;16;C23	40	8T16	16	10,0	16	10,0	15
	C4;15;25;26;27	35	8T14	14	10,0	14	10,0	12
	Les autres	30	8T12	12	10,0	12	10,0	12
5 ^{eme} étages	C11;16;C23	35	8T14	14	10,0	14	10,0	12
	Les autres	30	8T12	12	10,0	12	10,0	12
6 ^{eme} étages	Toutes les poteaux	30	8T12	12	10,0	12	10,0	12

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau VI.18 Choix des armatures transversales pour les poteaux

Etage	N° du poteau	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g	ρ_a	T_u^{max} (KN)	Zone	S_t max (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	C11;16;23	60	2,3	3,8	3,75	21,07	N	10	0,33	4T8	2,01
							C	20	0,66	4T8	2,01
	C15;25;26	55	2,3	4,1	3,75	15,59	N	10	0,27	4T8	2,01
							C	16	0,43	4T8	2,01
	C34;35	30	2,3	7,5	2,5	7,49	N	10	0,16	4T8	2,01
							C	12	0,19	4T8	2,01
Les autres	50	2,3	4,5	3,75	-21,91	N	10	0,41	4T8	2,01	
						C	16	0,66	4T8	2,01	
1 ^{er} étages	C11;16;23	55	2,3	4,1	3,75	-24,23	N	10	0,41	4T8	2,01
							C	16	0,66	4T8	2,01
	C15;25;26;27	50	2,3	4,5	3,75	25,41	N	10	0,48	4T8	2,01
							C	16	0,76	4T8	2,01
	Les autres	45	2,3	5,0	2,5	-29,09	N	10	0,40	4T8	2,01
							C	14	0,57	4T8	2,01
2 ^{eme} étages	C11;16;23	50	2,3	4,5	3,75	-24,7	N	10	0,46	4T8	2,01
							C	16	0,74	4T8	2,01
	C4;15;25;26;27	45	2,3	5,0	2,5	-36,83	N	10	0,51	4T8	2,01
							C	14	0,72	4T8	2,01
	Les autres	40	2,3	5,7	2,5	25,76	N	10	0,40	4T8	2,01
							C	16	0,48	4T8	2,01
3 ^{eme} étages	C11;16;23	45	2,3	5,0	2,5	-25,52	N	10	0,35	4T8	2,01
							C	14	0,50	4T8	2,01
	C4;15;25;26;27	40	2,3	5,7	2,5	-32,47	N	10	0,51	4T8	2,01
							C	16	0,61	4T8	2,01
	Les autres	35	2,3	6,5	2,5	22,67	N	10	0,40	4T8	2,01
							C	14	0,57	4T8	2,01
4 ^{eme} étages	C11;16;C23	40	2,3	5,7	2,5	-24,35	N	10	0,38	4T8	2,01
							C	16	0,46	4T8	2,01
	C4;15;25;26;27	35	2,3	6,5	2,5	-27,93	N	10	0,50	4T8	2,01
							C	14	0,70	4T8	2,01
	Les autres	30	2,3	7,5	2,5	16,4	N	10	0,34	4T8	2,01
							C	12	0,41	4T8	2,01
5 ^{eme} étages	C11;16;C23	35	2,3	6,5	2,5	-20,69	N	10	0,37	4T8	2,01
							C	14	0,52	4T8	2,01
	Les autres	30	2,3	7,5	2,5	-20,05	N	10	0,42	4T8	2,01
							C	12	0,50	4T8	2,01
6 ^{eme} étages	Toutes les poteaux	30	2,3	7,5	2,5	-18,86	N	10	0,39	4T8	2,01
							C	12	0,47	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

VI.2.7 Ferrailage des poteaux du Sous Sol:

Les poteaux au sous sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donnée par :

$$A_s \geq \left(\frac{Nu}{\alpha} - \frac{Br}{0,9} \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Br : Section réduite du poteau considéré (Br=(a-2)(b-2)) cm²

α : Coefficient dépendant de l'élanement.

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

Lf : Longueur de flambement Lf=0,5l₀.

i: Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

B : Section du poteau.

Nu : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous sol.

La section réduite est Pour le poteau carrée Br.= (a-0,02)² [m²].

VI.2.7.1 Calcul de l'effort normal pondéré :

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

Poteau 11

Nu(RDC)= 2261.81kN

Nser(RDC)= 1645,87kN

- Poids plancher courants5,21×24.25= 126.34kN
- Poids de la poutre principale.....0.30×0.40×4.55×25= 13.65kN
- Poids de la poutre secondaire.....0.30×0.40×4.7×25= 14.1 kN
- Poids du poteau.....0,6x0,6x3.06x25 =27.54kN

G= 181.63 kN

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 4 \times 24.25 = 96.8 \text{ kN}$$

$$Q = 96.8 \text{ kN}$$

$$Nu_1 = 1.35G + 1.5Q \quad Nu_1 = 390.4 \text{ kN}$$

$$N_{ser1} = G + Q \quad N_{ser1} = 278.43 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous sol

$$Nu(ss1) = Nu(RDC) + Nu_1 = 2652.214 \text{ kN}$$

$$N_{ser(ss1)} = N_{ser}(RDC) + N_{ser1} = 1924.30 \text{ kN}$$

Poteau 15

$$Nu(RDC) = 1849.19 \text{ kN}$$

$$N_{ser}(RDC) = 1349.98 \text{ kN}$$

- Poids plancher courants $5.21 \times 14.18 = 73.88 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale..... $0.30 \times 0.40 \times 4.6 \times 25 = 13.8 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire..... $0.30 \times 0.40 \times 3.8 \times 25 = 11.4 \text{ kN}$
 - Poids du poteau..... $0.55 \times 0.55 \times 3.06 \times 25 = 23.14 \text{ kN}$
 - Poids de l'escalier..... $21.91 \times 1.43 = 31.33 \text{ kN}$
- $G = 153.55 \text{ kN}$

Surcharge d'exploitation :

$$Q = 4 \times 14.18 = 56.72 \text{ kN}$$

$$Q = 56.72 \text{ kN}$$

$$Nu_1 = 1.35G + 1.5Q \quad Nu_1 = 292.37 \text{ kN}$$

$$N_{ser1} = G + Q \quad N_{ser1} = 210.27 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous sol

$$Nu(ss1) = Nu(RDC) + Nu_1 = 2141.56 \text{ kN}$$

$$N_{ser(ss1)} = N_{ser}(RDC) + N_{ser1} = 1560.25 \text{ kN}$$

Poteau 27

$$Nu(RDC) = -1671.08 \text{ kN}$$

$$N_{ser}(RDC) = -1217.8 \text{ kN}$$

- Poids plancher courants $5.21 \times 17.25 = 89.87 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale..... $0.30 \times 0.40 \times 4.8 \times 25 = 14.4 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire..... $0.30 \times 0.40 \times 3.25 \times 25 = 9.75 \text{ kN}$
 - Poids du poteau..... $0.5 \times 0.5 \times 3.06 \times 25 = 19.13 \text{ kN}$
- $G = 133.15 \text{ kN}$

Surcharge d'exploitation :
 $Q = 4 \times 17,25 = 69 \text{ kN}$
 $Q = 69 \text{ kN}$
 $Nu1 = 1,35G + 1,5Q \quad Nu1 = 283,25 \text{ kN}$
 $Nser1 = G + Q \quad Nser1 = 202,15 \text{ kN}$
 Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous sol
 $Nu(ss1) = Nu(RDC) + Nu1 = 1954,33 \text{ kN}$
 $Nser(ss1) = Nser(RDC) + Nser1 = 1419,95 \text{ kN}$

Poteau 34

$Nu(RDC) = -150,78 \text{ kN}$
 $Nser(RDC) = -110,18 \text{ kN}$

- Poids plancher courants $6,78 \times 5,5 = 37,29 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre principale..... $0,30 \times 0,40 \times 5 \times 25 = 15 \text{ kN}$
 - Poids de la poutre secondaire..... $0,30 \times 0,40 \times 1,1 \times 25 = 3,3 \text{ kN}$
 - Poids du poteau..... $0,3 \times 0,3 \times 3,06 \times 25 = 6,89 \text{ kN}$
- $G = 62,48 \text{ kN}$

Surcharge d'exploitation :
 $Q = 1 \times 5,5 = 5,5 \text{ kN}$
 $Q = 5,5 \text{ kN}$
 $Nu1 = 1,35G + 1,5Q \quad Nu1 = 92,67 \text{ kN}$
 $Nser1 = G + Q \quad Nser1 = 68,03 \text{ kN}$
 Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous sol
 $Nu(ss1) = Nu(RDC) + Nu1 = 243,45 \text{ kN}$
 $Nser(ss1) = Nser(RDC) + Nser1 = 178,21 \text{ kN}$

VI.2.7.2 Calcul du ferraillage :

Tableau VI.20. Tableau de ferraillage des poteaux du Sous Sol

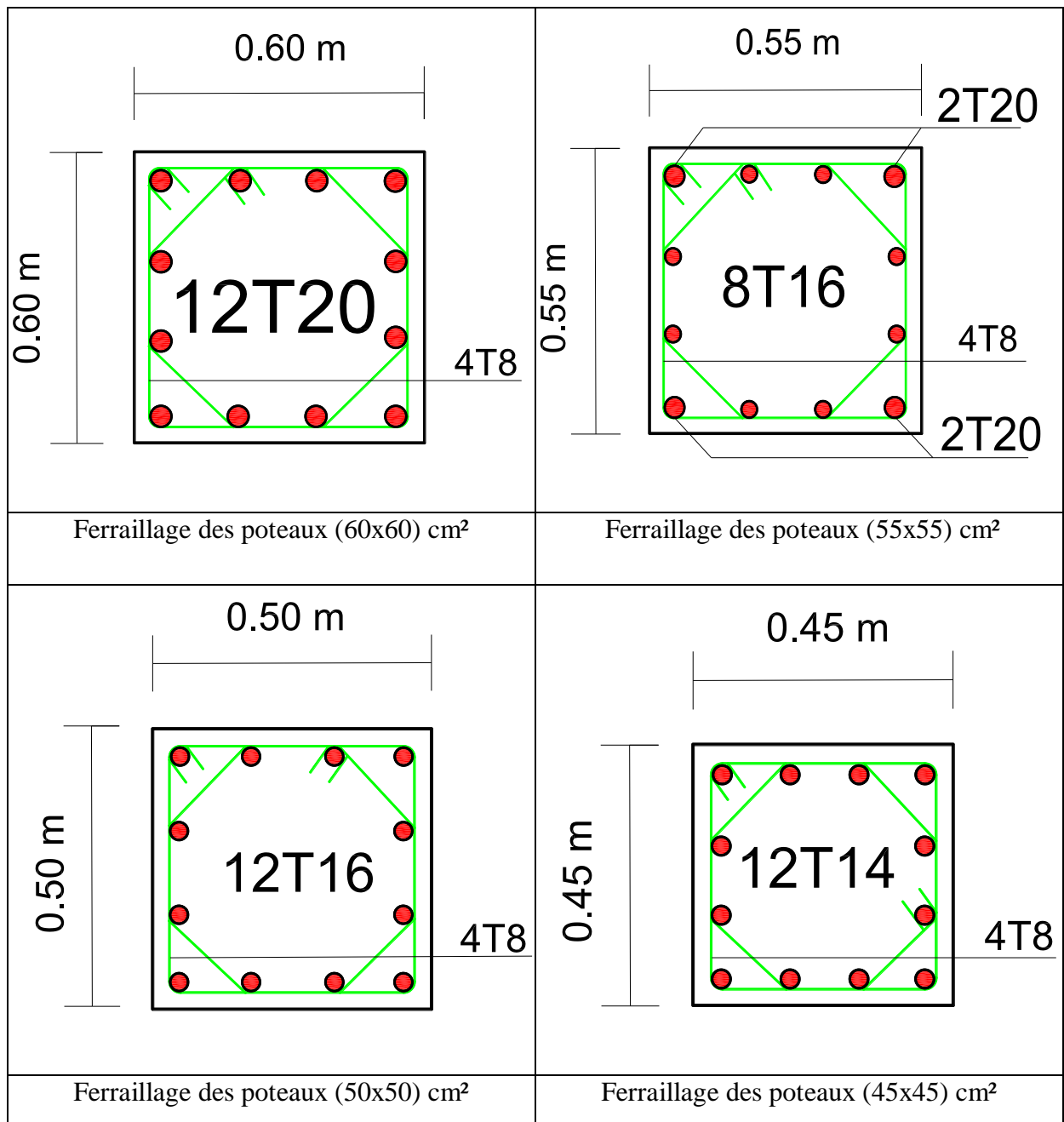
N° du poteau	Section	I	λ	α	Br cm^2	As cal	As min	choix des armatures	A_s^{adp} (cm^2)
C11;16;23	60x60	17,32	8,83	0,84	3364	-88,89	32,40	12T20	37,7
C15;25;26	55*55	15,88	9,64	0,84	2809	-76,87	27,23	8T16+4T20	28,65
Les autres	50*50	14,43	10,60	0,83	2304	-56,92	22,50	12T16	24,13
C34;35	30*30	8,66	17,67	0,81	784	-33,25	8,10	8T12	9,05

VI.2.7.3 Vérification à P'ELS :

Tableau VI.21. Vérification des contraintes des poteaux du Sous Sol

N° du poteau	Section	N _{ser} (kN)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Vérification
C11;16;23	60x60	1910,39	54,6	201,63	6,11	15	vérifié
C15;25;26	55*55	1541,96	54	201,63	5,81	15	vérifié
Les autres	50*50	1386,6	58,5	201,63	6,34	15	vérifié
C34;35	30*30	174,9	20,2	201,63	2,23	15	vérifié

V.2.8. Schéma de ferrailage des poteaux :



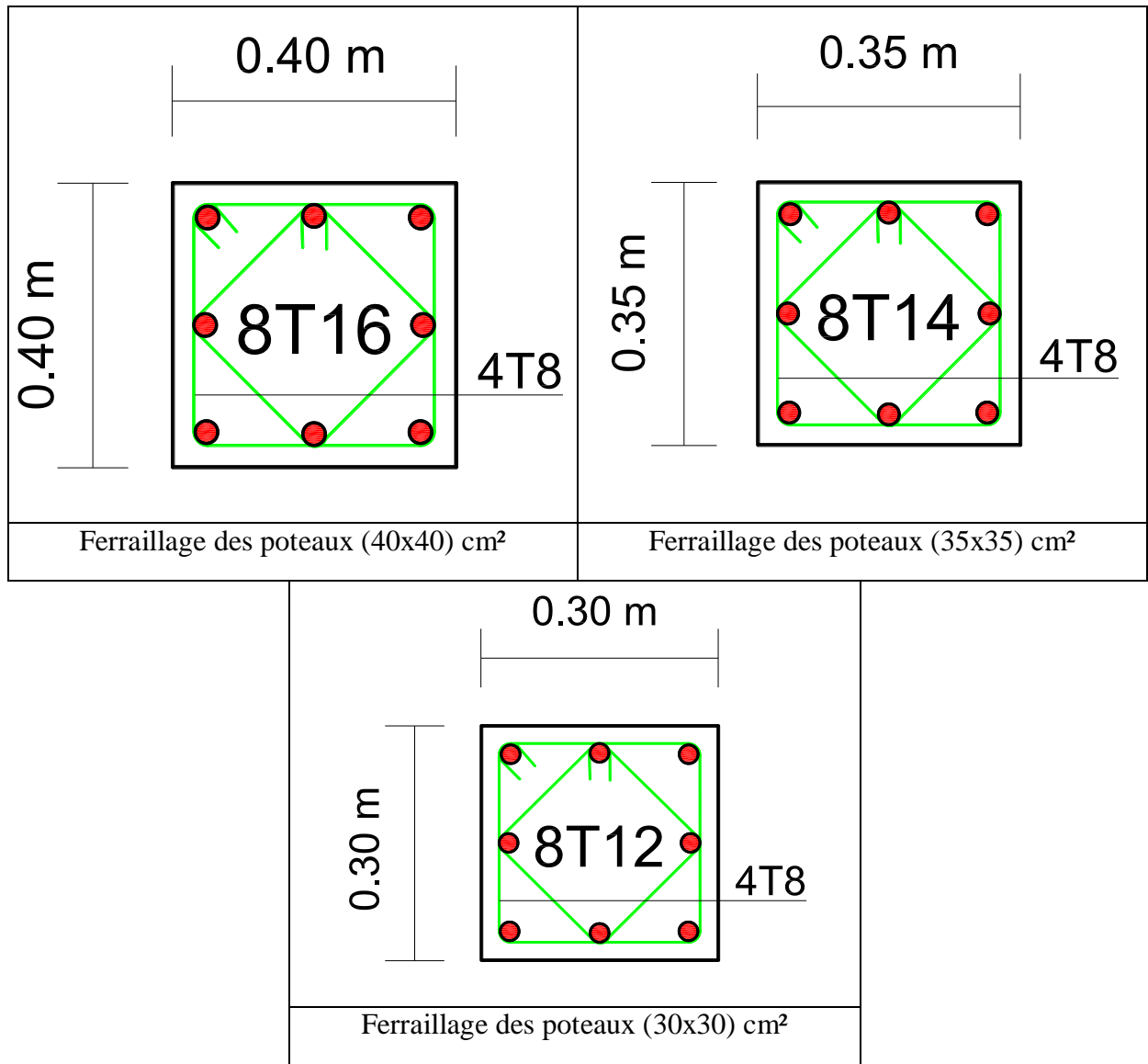


Figure VI.2. Schéma de ferrailage des poteaux

VI.3 Ferrailage des poutres

VI.3.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur.

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] "

- $G + Q \pm E$

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: $A_t = 0.003 St.b$

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: $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$.

- Acier: $\gamma_s = 1,15$; FeE 400; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

✓ Situation accidentelle

- Béton: $\gamma_b = 1.5$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$.

- Acier: $\gamma_s = 1,00$; FeE 400; $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

VI.3.4 Calcul du ferrailage

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).

- Sens non porteur (poutre 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 Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)

Etage	Position	M^{\max} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{sRPA}^{\min} (cm ²)
RDC	Travée	65,82	4,92	0	6,75
	Appui	-88,00	6,72	0	6,75
1 ^{er}	Travée	66,42	4,97	0	6,75
	Appui	-97,07	7,47	0	6,75
2 ^{ème}	Travée	67,71	5,07	0	6,75
	Appui	-104,40	8,09	0	6,75
3 ^{ème}	Travée	70,49	5,3	0	6,75
	Appui	-111,55	8,71	0	6,75
4 ^{ème}	Travée	74,12	5,59	0	6,75
	Appui	-118,88	9,35	0	6,75
5 ^{ème}	Travée	78,74	5,96	0	6,75
	Appui	-124,18	9,82	0	6,75
6 ^{ème}	Travée	95,43	7,33	0	6,75
	Appui	-134,71	10,77	0	6,75

B. Situation accidentelle : G+Q±E

Tableau VI.23 Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)

Etage	Position	M^{\max} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{sRPA}^{\min} (cm ²)
RDC	Travée	87,75	5,65	0	6,75
	Appui	-98,76	6,4	0	6,75
1 ^{er}	Travée	120,72	8,45	0	6,75
	Appui	-146,16	9,71	0	6,75
2 ^{ème}	Travée	165,31	11,11	0	6,75
	Appui	-170,55	11,5	0	6,75
3 ^{ème}	Travée	119,44	7,82	0	6,75
	Appui	-180,47	12,24	0	6,75
4 ^{ème}	Travée	98,39	6,37	0	6,75
	Appui	-179,70	12,18	0	6,75
5 ^{ème}	Travée	73,56	4,7	0	6,75
	Appui	-171,43	11,56	0	6,75
6 ^{ème}	Travée	78,18	5,01	0	6,75
	Appui	-153,74	10,26	0	6,75

- 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	Position	M^{\max} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{SRPA}^{\min} (cm ²)
RDC	Travée	101,49	9,07	0	6
	Appui	-87,15	7,64	0	6
1 ^{er}	Travée	33,56	2,77	0	6
	Appui	-51,84	4,36	0	6
2 ^{ème}	Travée	34,90	2,88	0	6
	Appui	-53,18	4,48	0	6
3 ^{ème}	Travée	37,33	3,09	0	6
	Appui	-57,64	4,88	0	6
4 ^{ème}	Travée	38,97	3,23	0	6
	Appui	-76,34	6,61	0	6
5 ^{ème}	Travée	40,01	3,32	0	6
	Appui	-87,39	7,67	0	6
6 ^{ème}	Travée	26,00	2,13	0	6
	Appui	-84,54	7,39	0	6

B. Situation accidentelle: G+Q+E

Tableau VI.25 Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Etage	Position	M^{\max} (kN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_{SRPA}^{\min} (cm ²)
RDC	Travée	75,37	5,48	0	6,75
	Appui	-81,91	5,98	0	6,75
1 ^{er}	Travée	84,23	6,16	0	6,75
	Appui	-121,53	9,13	0	6,75
2 ^{ème}	Travée	88,17	6,47	0	6,75
	Appui	-142,74	10,89	0	6,75
3 ^{ème}	Travée	98,53	7,28	0	6,75
	Appui	-152,33	11,71	0	6,75
4 ^{ème}	Travée	103,76	7,69	0	6,75
	Appui	-154,06	11,86	0	6,75
5 ^{ème}	Travée	106,03	7,87	0	6,75
	Appui	-150,38	11,54	0	6,75
6 ^{ème}	Travée	100,17	7,41	0	6,75
	Appui	-115,86	8,66	0	6,75

VI.3.5 Choix des armatures

VI.3.5.1 Sens porteur

Tableau VI.26 Choix des armatures pour les poutres porteuses

Etage	Position	A_s^{\max} (ZC)(cm ²)	A_s^{\max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{\min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	Travée	54	81	6,75	5,65	6T12	6,79
	Appui				6,72	3T12+3T16	9,42
1 ^{er}	Travée	54	81	6,75	8,45	6T14	9,24
	Appui				9,71	3T14+3T16	10,65
2 ^{ème}	Travée	54	81	6,75	11,11	6T16	12,06
	Appui				11,5	6T16	12,06
3 ^{ème}	Travée	54	81	6,75	7,82	3T14+3T12	8,01
	Appui				12,24	8T14	12,32
4 ^{ème}	Travée	54	81	6,75	6,37	5T14	7,70
	Appui				12,18	8T14	12,32
5 ^{ème}	Travée	54	81	6,75	5,96	4T16	8,04
	Appui				11,56	6T16+1T12	13,19
6 ^{ème}	Travée	54	81	6,75	7,33	5T16	10,05
	Appui				10,77	6T16+2T12	14,31

VI.3.5.2 Sens non porteur

Tableau VI.27 Choix des armatures pour les poutres non porteuses

Etage	Position	A_s^{\max} (ZC)(cm ²)	A_s^{\max} (ZR)(cm ²)	A_{sRPA}^{\min} (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	Travée	48	60	6	9,07	8T14	12,32
	Appui				7,64	3T16+3T14	10,65
1 ^{er}	Travée	48	60	6	6,16	4T14	6,16
	Appui				9,13	6T14	9,24
2 ^{ème}	Travée	48	60	6	6,47	3T16+1T12	7,16
	Appui				10,89	5T16+1T12	11,18
3 ^{ème}	Travée	48	60	6	7,28	3T16+1T14	7,57
	Appui				11,71	6T16	12,06
4 ^{ème}	Travée	48	60	6	7,69	4T16	8,04
	Appui				11,86	6T16	12,06
5 ^{ème}	Travée	48	60	6	7,87	4T16	8,04
	Appui				11,54	5T16+1T14	11,59
6 ^{ème}	Travée	48	60	6	7,41	3T16+1T14	7,57
	Appui				8,66	5T16	10,05

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.

$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,15f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3,75\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau VI.28 Vérification de la contrainte de cisaillement

Etage	Section (cm ²)	T _u ^{max}	τ _u (MPa)	τ̄ _u	Vérifié
RDC	PP=30×45	-152,79	1,26	3,75	CV
	PS=30×40	-100,69	0,93	3,75	CV
1 ^{er}	PP=30×45	-155,19	1,28	3,75	CV
	PS=30×40	-60,1	0,56	3,75	CV
2 ^{ème}	PP=30×45	-156,39	1,29	3,75	CV
	PS=30×40	-88,99	0,82	3,75	CV
3 ^{ème}	PP=30×45	-157,23	1,29	3,75	CV
	PS=30×40	-111,84	1,04	3,75	CV
4 ^{ème}	PP=30×45	-159,01	1,31	3,75	CV
	PS=30×40	-142,06	1,32	3,75	CV
5 ^{ème}	PP=30×45	-162,06	1,33	3,75	CV
	PS=30×40	-163,54	1,51	3,75	CV
6 ^{ème}	PP=30×45	158,69	1,31	3,75	CV
	PS=30×40	-148,9	1,38	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]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \quad (K = 1: \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

b) Selon le RPA99 modifié en 2003 article 7.5.2.2 [1]

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

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_t; \frac{b}{10}\right) = 1,28\text{cm} \Rightarrow \text{On prend : } \phi_t = 8\text{mm}$$

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 (cm ²)	Position	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc}	σ _s (Mpa)	σ̄ _s	Vérification
RDC	30×45	Travée	47,67	6,53	15	-195,1	201,63	CV
		Appui	-63,74	7,81		-191,3		CV
1 ^{er}	30×45	Travée	48,11	5,93	15	-147	201,63	CV
		Appui	-70,31	8,28		-187,9		CV
2 ^{ème}	30×45	Travée	49,04	5,55	15	-116,6	201,63	CV
		Appui	-75,63	8,57		-179,8		CV
3 ^{ème}	30×45	Travée	51,06	6,6	15	-178,6	201,63	CV
		Appui	-80,82	9,1		-188,5		CV
4 ^{ème}	30×45	Travée	53,69	7,04	15	-195	201,63	CV
		Appui	-86,13	9,69		-200,9		CV
5 ^{ème}	30×45	Travée	57,04	7,37	15	-198,9	201,63	CV
		Appui	-89,99	9,92		-196,7		CV
6 ^{ème}	30×45	Travée	69,71	8,36	15	-196,8	201,63	CV
		Appui	-98,32	10,6		-199,1		CV

VI.3.7.2 Sens non porteur : (30×40)

a) Combinaison G+Q

Tableau VI.30 Vérification des poutres non porteuses

Niveau	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc}	σ _s (Mpa)	σ̄ _s	Vérification
RDC	30×40	Travée	73,79	-197,9	15	10,4	201,63	CV
		Appui	-63,38	-194,8		9,32		CV
1 ^{er}	30×40	Travée	24,66	-127,1	15	4,34	201,63	CV
		Appui	-37,29	-131		5,73		CV
2 ^{ème}	30×40	Travée	25,64	-114,6	15	4,29	201,63	CV
		Appui	-38,26	-112,3		5,54		CV
3 ^{ème}	30×40	Travée	27,44	-116,4	15	4,5	201,63	CV
		Appui	-41,96	-114,7		5,94		CV
4 ^{ème}	30×40	Travée	28,66	-114,8	15	4,61	201,63	CV
	30×45	Appui	-55,62	-152,1		7,88		CV
5 ^{ème}	30×40	Travée	29,42	-117,9	15	4,73	201,63	CV
		Appui	-63,72	-180,8		9,13		CV
6 ^{ème}	30×40	Travée	19,04	-80,7	15	3,12	201,63	CV
		Appui	-61,74	-200,4		9,25		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 ($E_{vj}=10721,40\text{MPa}$).

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

Tel que : Poutre principale : $\bar{f}_1 = \frac{L}{500} = 1\text{cm}$ ($L = 5\text{m} \leq 5\text{m}$)

Poutre secondaire : $\bar{f}_2 = \frac{L}{500} = 1\text{cm}$ ($L = 5\text{m} \leq 5\text{m}$)

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longues durée.

- Position de l'axe neutre " y_1 " :

$$y_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s d}{bh + 15A_s}$$

- Moment d'inertie de la section totale homogène " I_0 " :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

- 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.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}, \quad I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(y - \frac{h}{2} \right)^2 - 15A_s (d - y_1)^2$$

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	69,71	10,05	24,31	0,008	171,267	2,539	1,016	0,527	192702,64	90683,74	125539,30
secondaire	73	12.32	22,14	0.011	164,592	1,841	0,736	0,618	129946,11	66890,36	89323,78

- Calcul des modules de déformation :

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

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

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre principale):

$$f_{i1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 5.97mm \quad (L = 5m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 12.83mm$$

$$\Delta f_{T1} = f_{v1} - f_{i1} = 6,86mm \langle \bar{f} = 10.5mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse) :

$$f_{i3} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 7.5mm \quad (L = 4.70m)$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v3} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 16.69mm$$

$$\Delta f_{T3} = f_{v3} - f_{i3} = 9.19mm \langle \bar{f} = 9.4mm \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Tableau VI.32 Vérification de la flèche.

section	f _v (mm)	f _i (mm)	f (mm)	f ⁻ (mm)	Observation
30x45	12.83	5.97	6.86	10.5	Vérifié
30x40	16.69	7.5	9.19	9.4	Vérifié

V.3.8. Schéma de ferraillage des poutres

1- Sens porteur

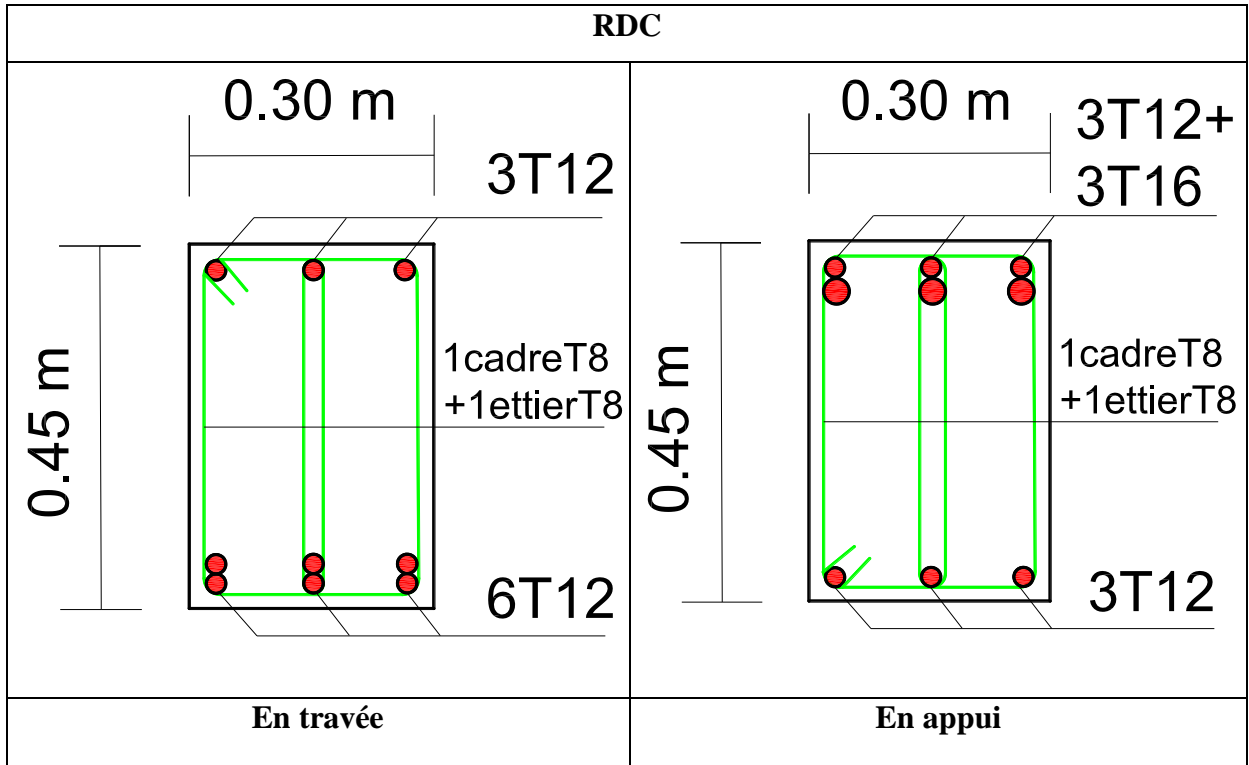


Figure VI.3. Ferraillage des Poutres porteuses

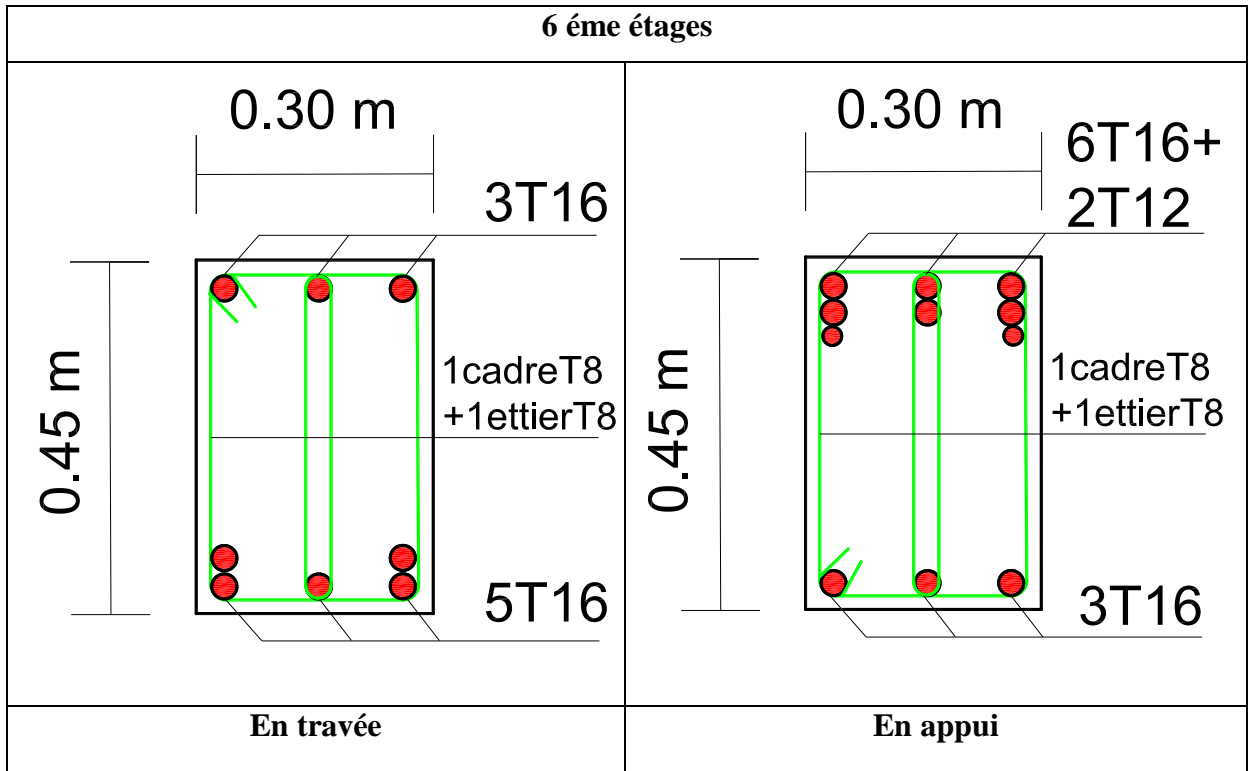


Figure VI.4. Ferraillage des Poutres porteuses

2- Sens non porteur

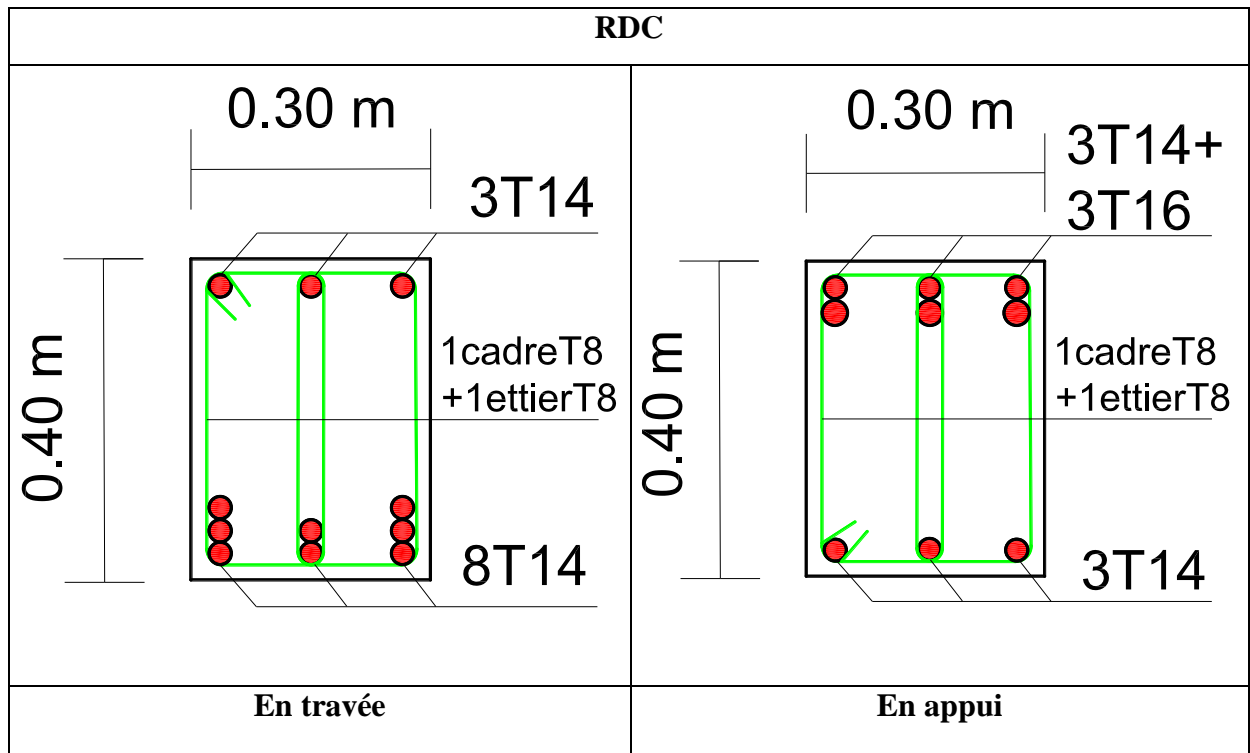


Figure VI.5. Ferraillage des Poutres non porteuses

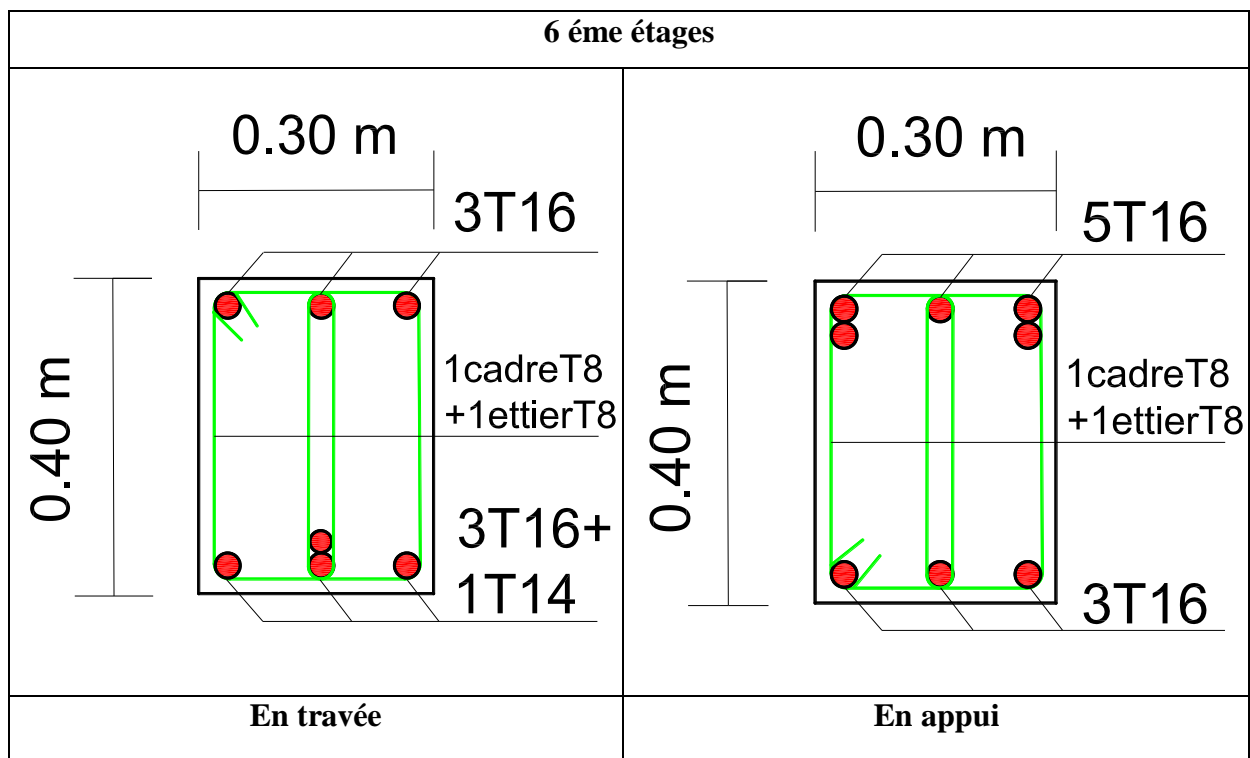


Figure VI.6. Ferraillage des Poutres non porteuses

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 :

$$S_t \leq \min(1,5a ; 30\text{cm})$$

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 courante est armées par le minimum exigé par « **RPA99 modifié en 2003[1]** » ($A_{\min}=0,2\% a.l$)

2^{ème} 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 minimaux est suivant :

$$A_h = 0,15\% .a .100 (1ml)$$

3^{ème} cas :

- Si σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section est donc partiellement comprimée, on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

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** »

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{a.d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5MPa$$

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]**:

$$\tau_b \leq 0,025 f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,15\% a .1m$$

$$\tau_b > 0,025 f_{c28} = 0,625MPa \Rightarrow A = 0,25\% a .1m$$

VI.4.2.2 L'espaceur : d'après le « **RPA99 modifié en 2003 [1]** » $S \leq (1,5a ; 30cm)$

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ  les barres situées dans la zone où le renversement des efforts sont possibles.

- 20ϕ les barres situées dans la zone comprimées sous l'action 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:

$$A = 0,8m^2$$

$$V = 1.88m$$

$$V' = 1.37 m$$

$$I = 0.8057m^4$$

$$N = 1745.8kN$$

$$M = 3722.855kN.m$$

$$T = 486.48kN$$

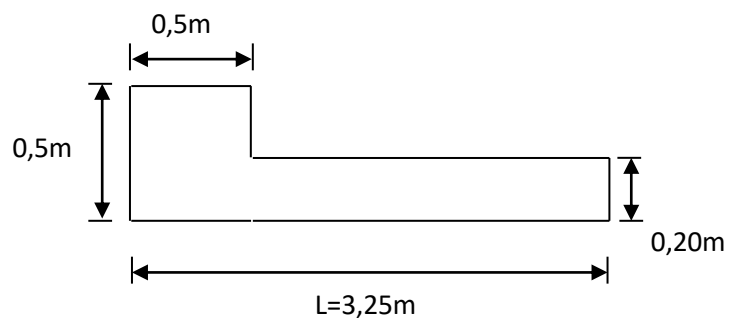


Figure VI.7. Vue en plan du voile plein en L.

▪ Calcul des contraintes

$$\sigma_1 = \left[\frac{1745.8}{0.8} + \frac{3722.855 \times 1.88}{0.8057} \right] \cdot 10^{-3} = 10.87MPa$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{1745.8}{0.8} - \frac{3722.855 \times 1.88}{0.8057} \right] \cdot 10^{-3} = -6.50MPa$$

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)**

$N = 1393.96 \text{ kN}$

$M = 3739.92 \text{ kN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1393.96}{0,8} + \frac{3739.92 \times 1.88}{0.8057} \right] \cdot 10^{-3} = 10,47 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = \left[\frac{1393.96}{0,8} - \frac{3739.92 \times 1.88}{0.8057} \right] \cdot 10^{-3} = -6.98 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 = 10,47 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c v.}$

$\sigma_2 = -6.98 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c v.}$

▪ **Longueur de la zone tendue**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L = \frac{6.50}{6,50 + 10.87} \times 3,25$$

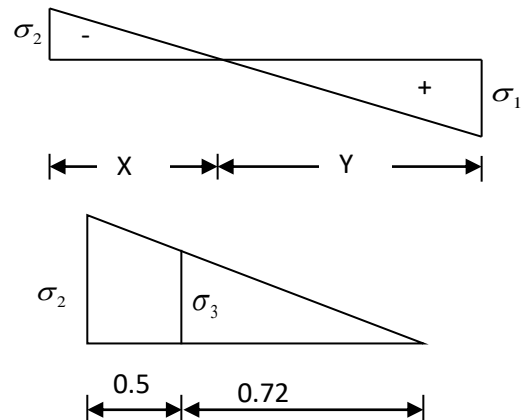
$X = 1.22 \text{ m}$

$Y = L - X = 3,25 - 1,22 = 2,03 \text{ m}$

avec :

X : la longueur de la zone tendue.

Y : la longueur de la zone comprimée.



▪ **Calcul de la contrainte σ_3**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-6,50 \times (1,22 - 0,5)}{1,22} = -3.83 \text{ MPa}$$

▪ **Détermination des armatures verticales**

✓ **Tronçon AB**

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b.h = \left(\frac{6,5 + 4,91}{2} \cdot 3.83 \right) \cdot 0,5 \times 0,5 \times 10^3 = 1292.03 \text{ kN}$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1292.03 \times 10}{400} = 32.30 \text{ cm}^2$$

✓ **Tronçon BC**

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X - b) \cdot a = \frac{1}{2} \times 3.83 \times (1,22 - 0,5) \times 0,20 \times 10^3 = 274.65 \text{ kN}$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{274.65 \times 10}{400} = 6.87 \text{ cm}^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 32.3 + 6.87$$

$$A_t = 39.17 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de A_{Vj}**

On a :

$$A_{Vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{V}}{f_e} = 1,1 \cdot \frac{1,4 \cdot V}{f_e} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 486.48 \times 10}{400} \times \frac{1,22}{3,25} = 7.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{▪ Section total d'armature } A_{Total} = A_t + A_{Vj} = 39.17 + 7.01 = 46.18 \text{ cm}^2$$

-D'après le « **RPA99 modifié en 2003 [1]** »

$$A_{Total} = 46.18 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0,2\% \times 0,20 \times 1,22 \times 10^4 = 4.88 \text{ cm}^2 \dots \text{CV}$$

▪ **Détermination des armatures horizontales**➤ **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1,4 \cdot V}{a \cdot 0,9L} = \frac{1,4 \times 486.48 \times 10}{20 \times 0,9 \times 325} = 1,16 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \dots \text{CV.}$$

▪ **Le pourcentage minimal selon RPA99 modifié en 2003 article 7.7.4.2 [1]**

$$\tau_b = 1,16 \text{ MPa} > \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

$$A_h \geq 0,25\% \cdot a \cdot 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_h = 2(5T10) = 7.85 \text{ cm}^2 S_h = 20 \text{ cm}$$

▪ **L'espacement**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

▪ **Choix d'armature**

$$\blacklozenge \text{ le poteau } A_p = 12T20 = 37.71 \text{ cm}^2$$

◆ la zone voile $\begin{cases} A_{v_{poteau}} = 2(5T12 + 2T12) = 15,830\text{cm}^2 (S_v = 10\text{cm et } S_v = 20\text{cm}) \\ A_{v_{extrimite}} = 2(5T12 + 2T12) = 15,830\text{cm}^2 (S_v = 10\text{cm.}) \end{cases}$

◆ La zone courante $A_c = 2(5T.10) = 7.85\text{ cm}^2. \quad S_c = 20\text{ cm}$

La partie interne s'appelle zone courante qui sera soumise à la compression et la section d'armature est donnée par :

➤ Armatures courantes

$A_c \geq 0,2\% a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (2.03 - 1.22) \times 10^4 = 3.27\text{cm}^2$

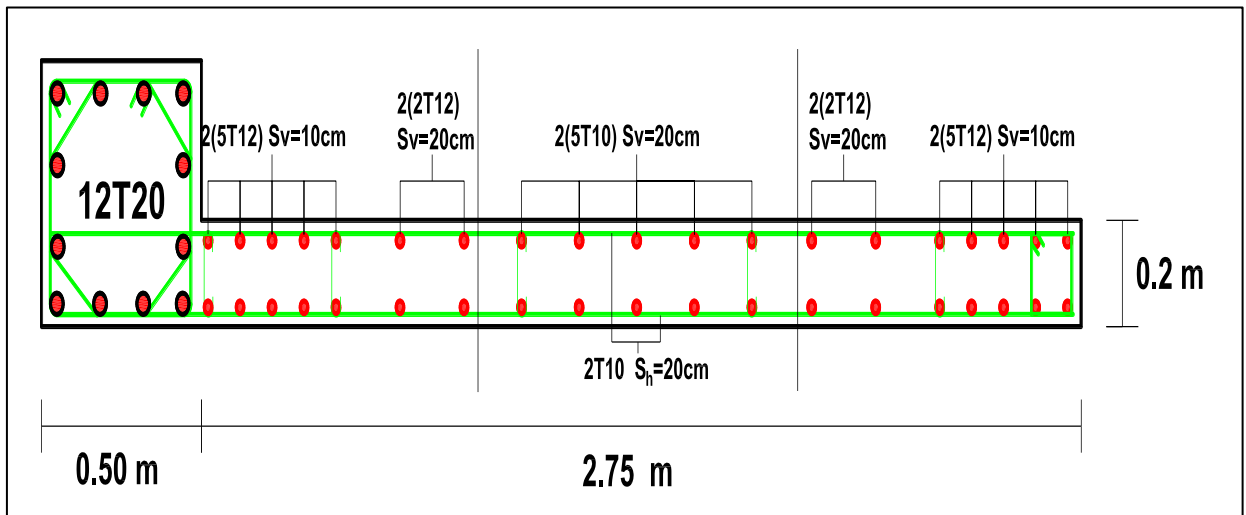


Figure VI.8 Schéma ferrailage de voile en L

VI.4.3.2 Deuxième Type

Voile pleine en U

$A = 1,4\text{ m}^2$

$V = 2,75\text{ m}$

$V' = 2,75\text{ m}$

$I = 4,6542\text{ m}^4$

$N = 2060.79\text{ kN}$

$M = 14048.75\text{ kN.m}$

$T = 928.27\text{ kN}$

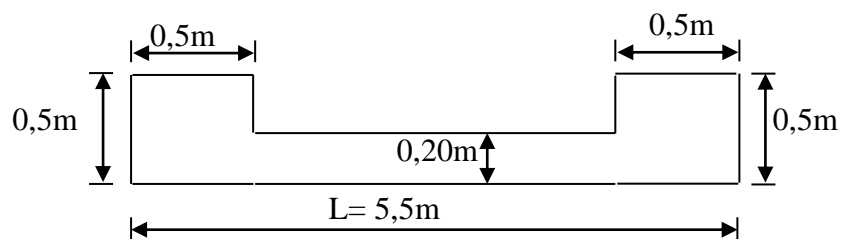


Figure VI.9. Vue en plan du voile plein en U.

✓ Calcul des contraintes

$\sigma_1 = \left[\frac{2060.79}{1.4} + \frac{14048.75 \times 2,75}{4,6542} \right] \cdot 10^{-3} = 9.77\text{MPa}$

$\sigma_2 = \left[\frac{2060.79}{1.4} - \frac{14048.75 \times 2,75}{4,6542} \right] \cdot 10^{-3} = -6.83\text{MPa}$

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)**

$N = 3241.33 \text{ kN}$

$M = 4359.79 \text{ kN.m}$

$$\sigma_1 = \left[\frac{2777.51}{1.4} + \frac{14473.64 \times 2,75}{4,6542} \right] \cdot 10^{-3} = 10.54 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \left[\frac{2777.51}{1.4} - \frac{14473.65 \times 2,75}{4,6542} \right] \cdot 10^{-3} = -6.57 \text{ MPa}$$

$\sigma_1 = 10.54 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$

$\sigma_2 = -6.57 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$

✓ **Longueur de la zone tendue**

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{6.83}{6.83 + 9.77} \times 5.5 = 2,26 \text{ m}$$

$Y = L - X = 5.5 - 2.26 = 3.24 \text{ m}$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.

✓ **Calcul de la contrainte σ_3**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-6.83 \times (2,26 - 0,5)}{2,26} = -5.32 \text{ MPa}$$

✓ **Détermination des armatures verticales**

▪ **Tronçon AB**

La force de traction résultante.

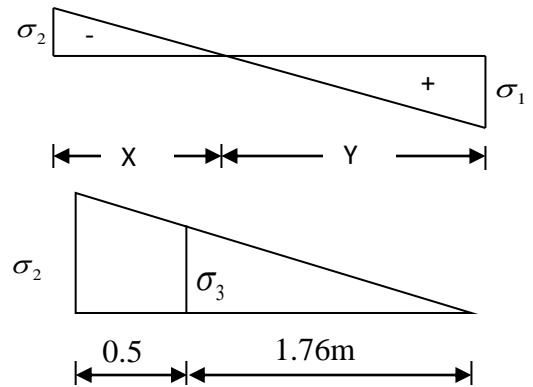
$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{6.82 + 5.32}{2} \right) \cdot 0,5 \times 0,5 \times 10^3 = 1518.57 \text{ kN}$$

$$A_{v1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{1518.57 \times 10}{400} = 37.96 \text{ cm}^2$$

▪ **Tronçon BC**

$$F_2 = \frac{1}{2} \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \times 5.32 \times (2,26 - 0,5) \times 0,20 \times 10^3 = 937.51 \text{ kN}$$

$$A_{v2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{937.51 \times 10}{400} = 23.44 \text{ cm}^2$$



$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 23.44 + 37.96$$

$$A_t = 61.4 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de A_{vj}**

On a :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{\bar{V}}{fe} = 1,1 \times \frac{1,4.V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 928.27 \times 10}{400} \times \frac{2,26}{5.5} = 14.7 \text{ cm}^2$$

▪ **Section total d'armature**

$$A_{Total} = A_t + A_{vj} = 61.4 + 14.7 = 76.1 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA 2003**

$$A_{Total} = 76.1 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,2\% . a . X_{tendu} = 0,2\% . 0,20 \times 2,26 \times 10^4 = 9.05 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination des armatures horizontales**

▪ **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 . d} = \frac{1,4.V}{a . 0,9L} = \frac{1,4 \times 928.27 \times 10}{20 \times 0,9 \times 550} = 1.31 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

▪ **Le pourcentage minimal selon RPA99 modifié en 2003 [1]**

$$\tau_b = 1.31 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 0,025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \quad A_h \geq 0,25\% . a . 1m = 0,25\% \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_h = 2(4T10) = 6,25 \text{ cm}^2 \quad S_h = 25 \text{ cm}$

▪ **L'espaceur**

$$S_v \leq \min(1,5a = 30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

➤ **Armatures courantes**

$$A_c \geq 0,2\% a(Y - X) = 0,2\% \times 0,2 \times (3.24 - 2.26) \times 10^4 = 3.9 \text{ cm}^2$$

▪ **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.

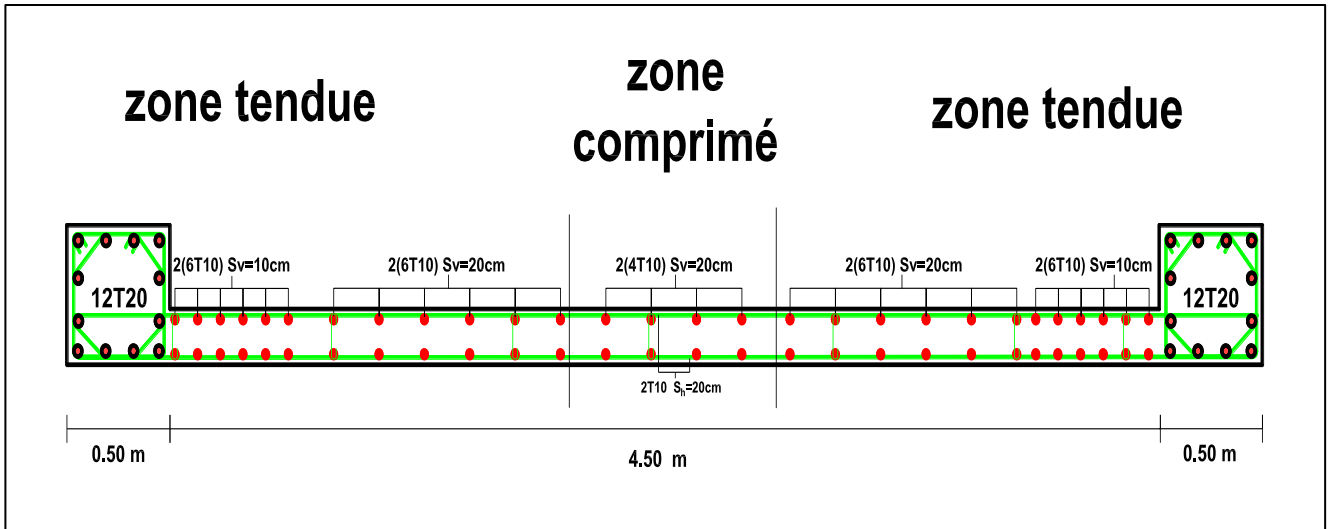


Figure VI.10 Schéma de ferrailage du voile en forme U.

Le ferrailage des différents types de voile est donné dans les tableaux suivants :

VI.4.4 Caractéristiques et ferrailage des voiles

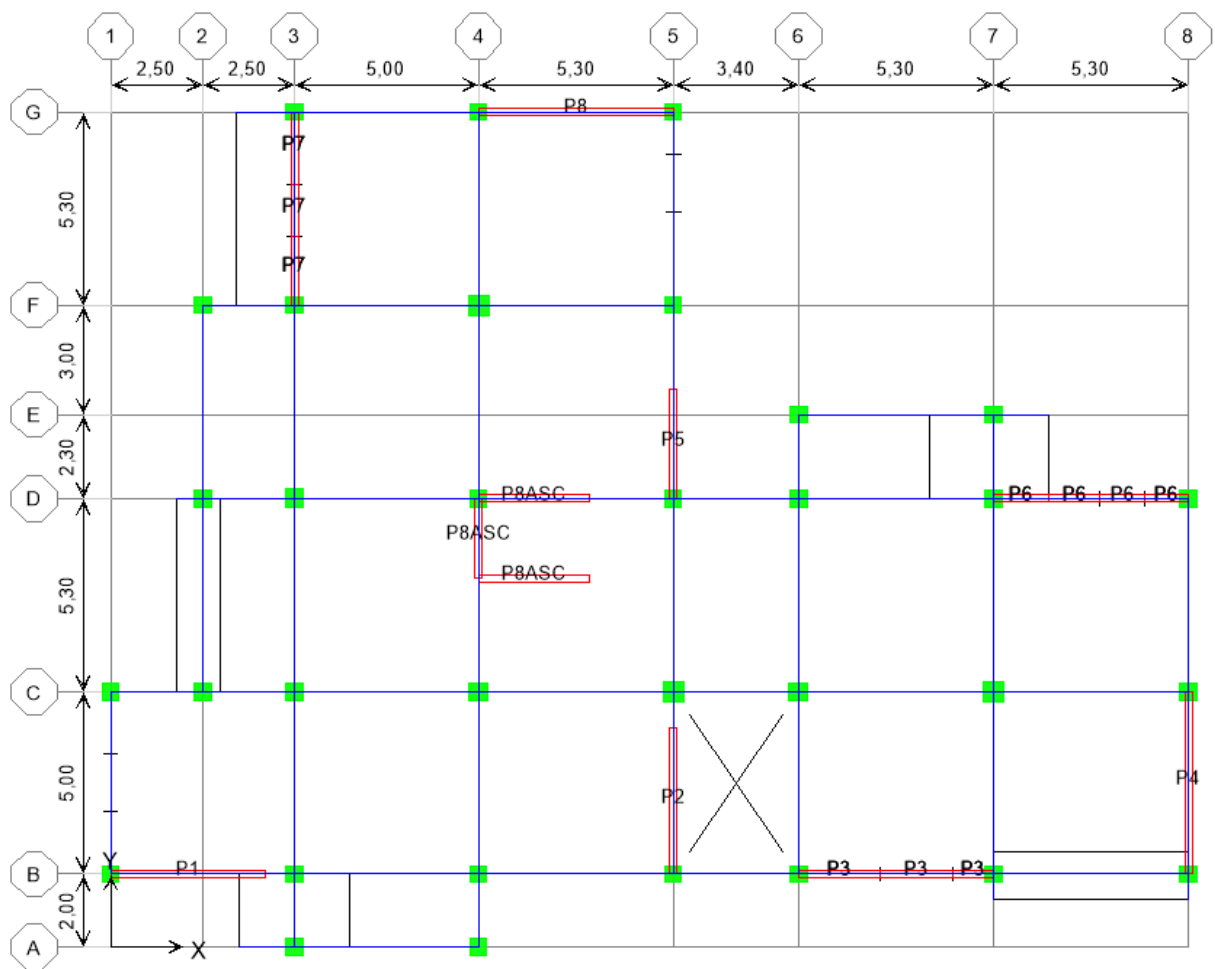


Figure VI.11 plan de position des voiles.

➤ **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
P1	4,45	1,04	1,9725	2,51	1,94	7452,009	2630,86	797,69	SPC
P8	5,8	1,46	5,3649	2,9	2,9	16090,261	2643,18	1032,34	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
P2	4,25	1	1,7308	2,41	1,84	7113,266	2879,16	827,67	SPC
P4	5,5	1,4	4,6542	2,75	2,75	14048,753	2060,79	928,27	SPC
P5	3,25	0,8	0,8057	1,88	1,37	3722,855	1745,8	486,48	SPC

➤ **Ferrailages 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
P1	12,01	-6,95	-4,82	1,63	2,82	1292.03	545,59	32.3	13,64	11,26
P8	9,83	-7,10	-5,64	2,43	3,37	1088.74	1088,74	39.80	27,22	16,63

Tableau VI.36 Choix d'armature des voiles du sens x-x(RDC)

voile	A _{tot} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _c (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		
					Zone voile		Zone courante
					Zone voile	Extrémité	
P1	61.7	6.53	4.75	12T20	2(9T14)	2(9T14)	2(7T10)
P8	83.64	9.73	3.75	12T20	2(15T14)	2(15T14)	2(4T10)

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
P2	12,78	-7,03	-4,69	1,51	2,74	1465.06	472,92	36.63	11,82	11,30
P4	9,77	-6,83	-5,32	2,26	3,24	1518.57	937,51	37.96	23,44	14,70
P5	10,87	-6,50	-3,83	1,22	2,03	1292.03	274,65	32.3	6,87	7,01

Tableau VI.38 Choix d'armature des voiles du sens y-y (RDC)

voile	A _{tot} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _c (cm ²)	Zone poteaux	choix d'armature		
					Zone voile		Zone courante
					Zone voile	Extrémité	
P2	59.75	9.81	4.94	12T20	2(8T14)	2(8T14)	2(7T10)
P4	76.1	9.05	3.90	12T20	2(6T10)	2(6T10)	2(4T10)
P5	46.18	4.87	3.27	12T20	2(7T12)	2(7T12)	2(5T10)

VI.4.5 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5\text{MPa}$$

b_0 : Épaisseur du voile

d : hauteur utile $d=0,9 \cdot h$

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
P1 en L	797.69	1.39	Vérifié
P8 en U	1030.26	1.38	Vérifié

Sens Y-Y :

Tableau VI.40 Vérification de l'effort tranchant des voiles

Voile	T (kN)	τ_b (MPa)	condition
P2 en L	827.67	1.51	Vérifié
P4 en U	928.27	1.31	Vérifié
P5 en L	486.54	1.16	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)
	7,8	1,77	1,7396	1,1	1,1	7212,322	4149,39	760,55

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	6,90	-2,22	-1,63	1,90	5,90	480,98	227,65	12,02	5,69	7,11

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
P2	24.83	7.58	16.04	12T14	2(45T10)

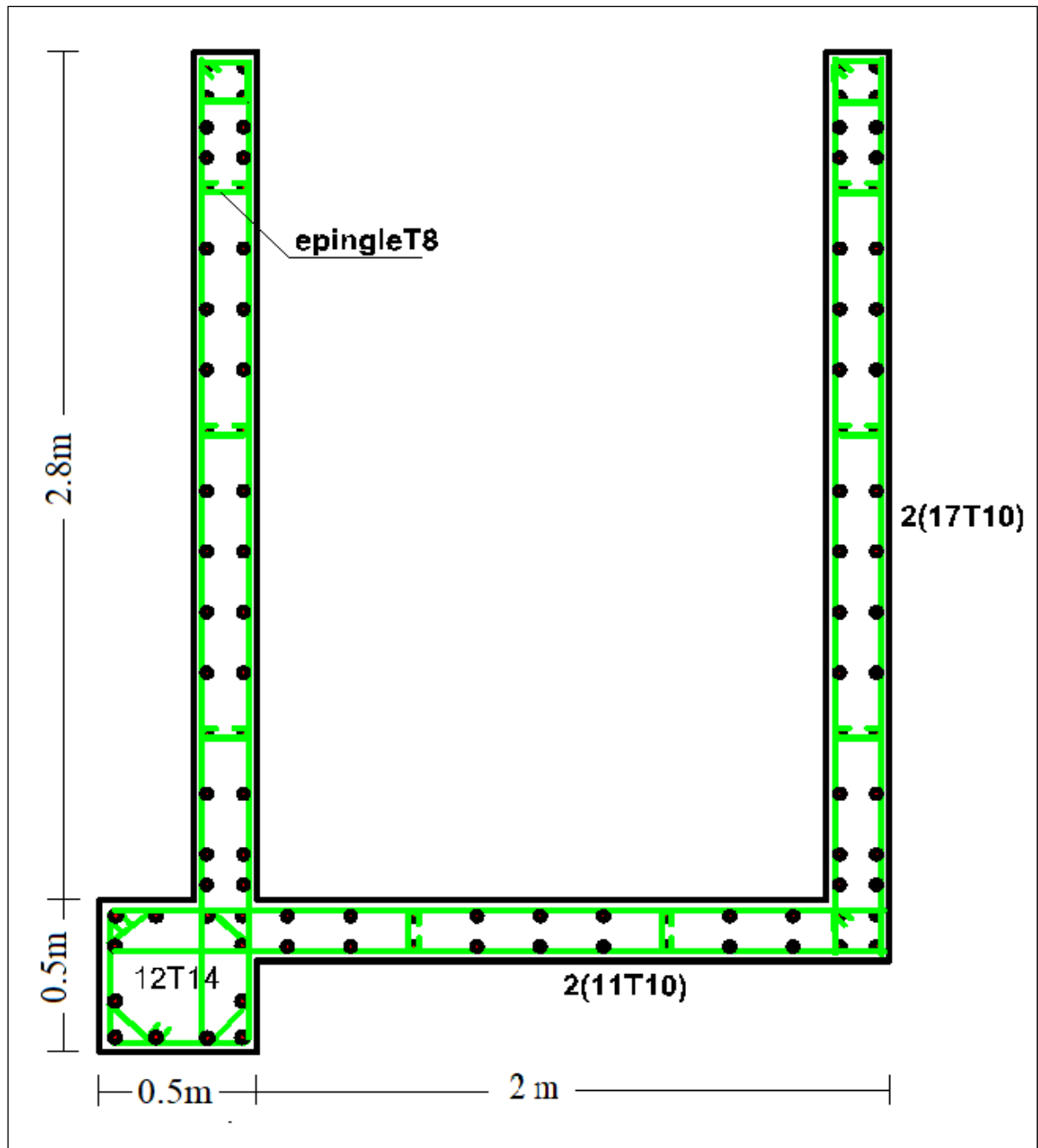


Figure VI.12 Ferraillage de l'ascenseur

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two horizontal decorative flourishes, consisting of symmetrical scrollwork and floral elements, are positioned above and below the main text.

Chapitre VII

Etude des fondations

VII. Etude des fondations

VII.1 Introduction

La fondation est l'élément par le biais duquel les charges de la superstructure sont transmises au sol. Son dimensionnement nécessite la connaissance des caractéristiques du sol en plus des sollicitations dans les éléments résistants à la base du bâtiment.

Il existe plusieurs types de fondations. La sélection se fait selon la capacité portante du sol, les charges à transmettre au sol, la distance entre les différentes fondations et l'économie du projet.

VII.2 Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VII.3 Ferrailage de longrine

D'après **RPA99 /modifié 2003** [1], les points d'appuis d'un même bloc doivent être solidarisés 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 $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

On prend $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Les longrines doivent être calculées sous un effort de traction donné par la formule suivante :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ kN}$$

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] »

$$N = 2667,67 \text{ KN}$$

$$F = \frac{2667,67}{10} = 266,77 \geq 20 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

b) Calcul de ferrailage

La section d'armatures est donnée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{F}{A_s} \Rightarrow A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{266.77}{348} = 7.67 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 30^2 \cdot \frac{2,1}{400} = 4.725 \text{ cm}^2$$

• Condition exigée par **RPA99 modifié en 2003 [1]** :

$$A_{\min} = 0,6\% \cdot b \cdot h = 0.006 \times 30 \times 30 = 5,4 \text{ cm}^2$$

On prend : **A_s = 6T14 = 9.24 cm²**

c) Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la relation suivante :

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s}$$

$$\overline{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{ij}}) \right\} \dots \dots \dots \eta = 1,6$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \{ 266,67 \text{ MPa}, \max(200 \text{ MPa}; 201,63 \text{ MPa}) \}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$F = \frac{N_s}{\alpha} = \frac{1934.98}{10} = 193.5 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_s} = \frac{193.5}{201,63} = 9.7 \text{ cm}^2$$

Donc les armatures calculées à l'ELU ne sont pas convenables.

On prend : **A_s = 6T16 = 12.06 cm²**

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 :

$$S_t = \min(20 \text{ cm}; 15 \phi_l)$$

On prend : $\phi = 8 \text{ mm}$
 $\phi_l = 16 \text{ mm}$

$$S_t \leq \min(20, 15 \times 1.6) \text{ cm} = 20 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

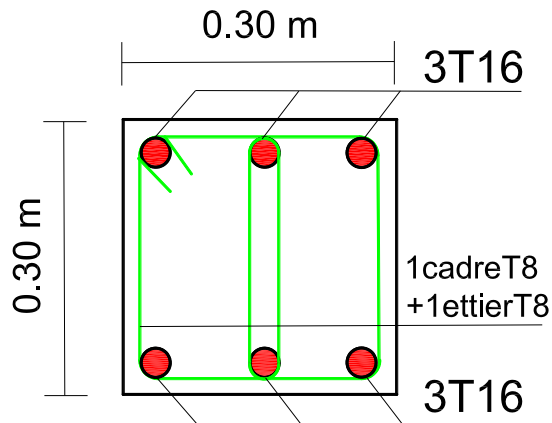


Figure VII.1 Ferraillage de longrine.

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 :

$$\mathbf{G+Q\pm E}$$

$$\mathbf{0,8G\pm E}$$

Outres ces combinaisons le « **CBA 93 (Article B 9.2) [3]** » préconise cette combinaison : $\mathbf{1.35G+1.5Q_B}$

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 $A = B \Rightarrow S = A^2$

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 :

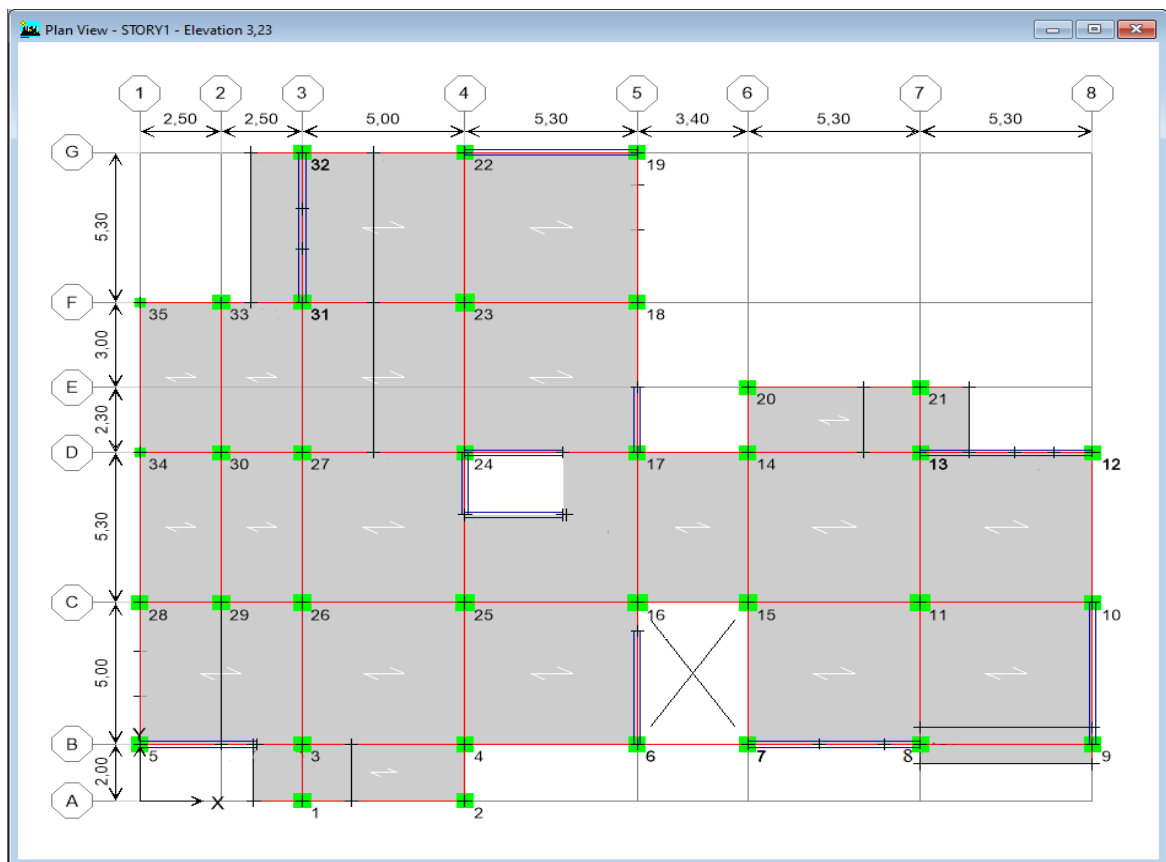
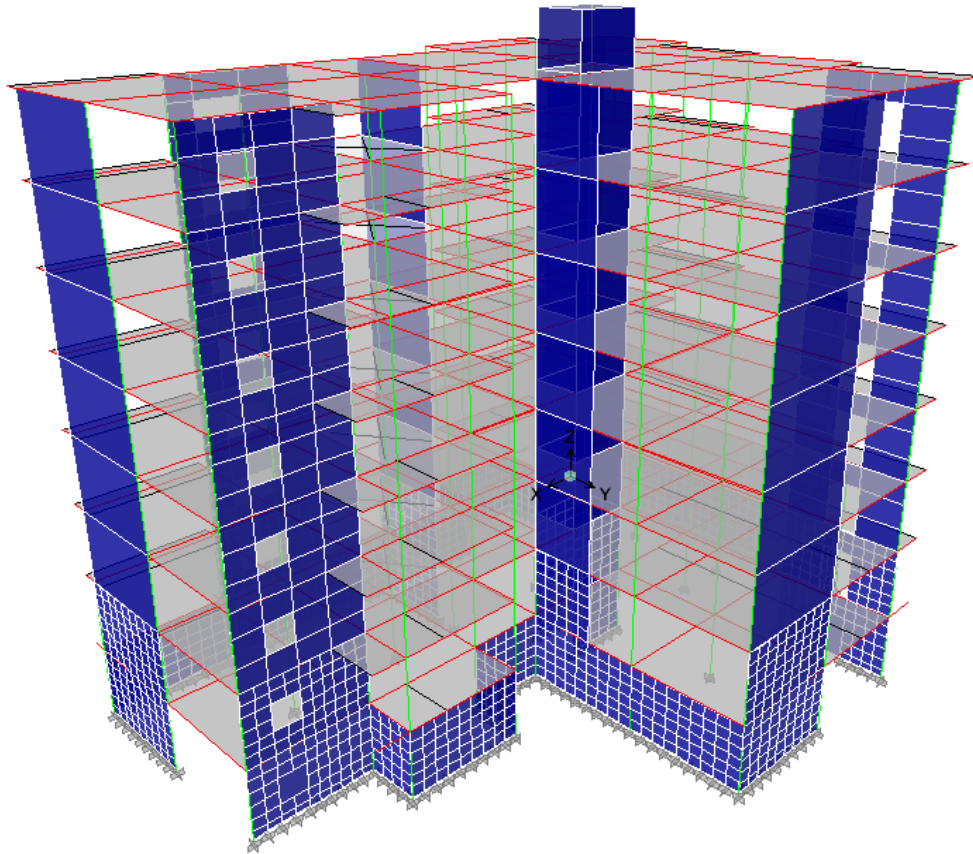


Figure.VII.2. Représente les semelles considérer et voile périphérique.

Tableau VII.1 Effort normal appliqué sur les fondations.

Point	N (kN)	A (cm ²)	A _{choisie} (cm ²)	Point	N (kN)	A (cm ²)	A _{choisie} (cm ²)
C 1	278,92	1,36	1,4	C 19	316,42	1,45	1,45
C 2	333,03	1,49	1,5	C 20	307,32	1,43	1,45
C 3	562,9	1,94	2	C 21	260,09	1,32	1,35
C 4	638,75	2,06	2,1	C 22	816,5	2,33	2,35
C 5	438,55	1,71	1,75	C 23	2616,64	4,18	4,2
C 6	410,53	1,65	1,7	C 24	835,41	2,36	2,4
C 7	502,25	1,83	1,85	C 25	2049,56	3,70	3,7
C 8	611,47	2,02	2,05	C 26	2073,15	3,72	3,75
C 9	322,45	1,47	1,5	C 27	1967,72	3,62	3,65
C 10	933,97	2,50	2,5	C 28	305,79	1,43	1,45
C 11	2667,67	4,22	4,25	C 29	1374,82	3,03	3,05
C 12	736,2	2,22	2,25	C 30	1742,58	3,41	3,45
C 13	681,78	2,13	2,15	C 31	775,29	2,27	2,3
C 14	561,32	1,93	1,95	C 32	821	2,34	2,35
C 15	2155,73	3,79	3,8	C 33	360,65	1,55	1,55
C 16	1477,69	3,14	3,1	C 34	38,43	0,51	1
C 17	555,91	1,93	1,95	C 35	25,52	0,41	1
C 18	397,23	1,63	1,65				

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)

$$L_{\min} = 2,00\text{m et, } A = 4.25 \text{ m}$$

Alors :

$$1,5 \times 4.25 = 6.38 \text{ m} > L_{\min} = 2,00\text{m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifié}$$

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 prévenant 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.

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.

Sens	Axe	N (kN)	L (m)	B (m)	B choisie (m)
X-X	A	492,02	5,6	0,59	1
	B	6390,06	29,9	1,42	1,45
	C	13038,36	29,9	2,91	2,95
	D	8742,15	29,9	1,95	1,95
	E	503,37	5,9	0,57	1
	F	4629,17	15,9	1,94	1,95
	G	3207,13	10,9	1,96	2
Y-Y	1	1429,04	16,4	0,58	1
	2	3478,05	11,4	2,03	2,05
	3	7103,35	23,5	2,02	2,05
	4	7408,22	23,5	2,10	2,15
	5	7053,22	21,5	2,19	2,1
	6	3189,25	13,4	1,59	1,6
	7	4393,67	13,4	2,19	2,2
	8	3325,3	11,1	2,00	2

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 : ($L_{\min} = 2,50\text{m}$)

$2,5 \times B = 2,5 \times 2,95 = 7,38 \text{ m} > L_{\min} = 2,50 \text{ m} \dots\dots\dots$ Condition non vérifiée.

- Sens Y-Y : ($L_{\min} = 2,00 \text{ m}$)

$2,5 \times B = 2,5 \times 2,2 = 5,5 \text{ m} > L_{\min} = 2,00 \text{ m} \dots\dots\dots$ 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 sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles.

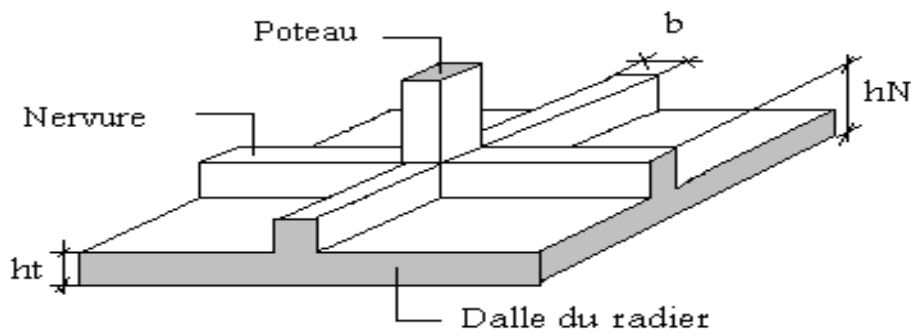


Figure VII.3 Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux

VII.4.3.2 Surface nécessaire

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$\text{Pour : } \begin{cases} N = 48982,19 \text{ kN} \\ \sigma_{sol} = 1,5 \text{ bars} \end{cases}$$

Donc :

$$S_{\text{nécessaire}} = 326,55 \text{ m}^2 < S_b = 492,36 \text{ m}^2$$

S_b : La surface du bâtiment

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment $492,36 \text{ m}^2$ donc on opte pour un débord $0,5\text{m}$ de chaque coté.

La surface totale du radier est **$546,86 \text{ m}^2$** .

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.

$$L_{\max} = 5.30m \Rightarrow h \geq 26.5cm$$

Alors

On prend : $h=30$ cm pour l'épaisseur de la dalle

2- Nervure

1. Largeur de la nervure

a) Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{530}{10} = 53cm$$

Donc

$b = 60$ 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 $L_{\max} = 5.30$ m

$$\Rightarrow 35.33cm < h_{n1} < 53cm \quad \text{On prend } h_{n1} = 50 \text{ cm}$$

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

L_e : 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 ($b=1$ m).

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$

L : distance maximale entre deux poteaux : 5.30 m

$$\text{donc } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi} \right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 78,42cm$$

On prend : $h_{N2}=80$ cm

A partir des deux conditions :

$$h_N \geq \max (h_{N1} ; h_{N2}) = \text{Max}(0,50 ; 0,80) \text{ m}^2.$$

On prend : $h = 0,80$ m.

Conclusion

$$h_n = 80 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm dans le sens } x-x$$

$$b = 60 \text{ cm dans le sens } y-y$$

Résumé

- Epaisseur de la dalle du radier $h = 30 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure $\begin{cases} h_N = 80 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm sens } (x-x) \text{ et } b = 60 \text{ cm sens } (y-y) \end{cases}$

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.

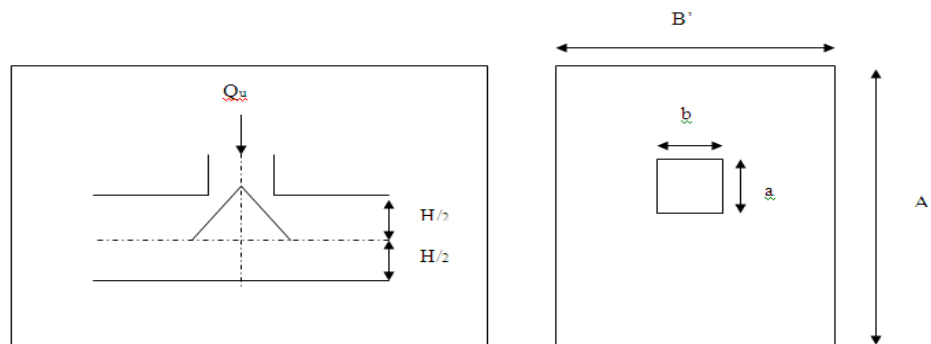


Figure VII.4 Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

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 ($N_u = 2667,67 \text{ kN}$)

U_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a, b : Dimensions du poteau du Sous-sol (60×60) cm^2 .

Q_c : charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : hauteur de radier

$$U_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

$$U_c = 2 [(60 + 60) + 2 \times 80] = 560 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 5600 \times 800 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 3360 \text{ kN.}$$

$N_u = 2667.67 \text{ kN} < Q_u = 3360 \text{ kN}$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 :**

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{44849.996}{27097.96} = 1.66m < \frac{29.9}{4} = 7.475m \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

➤ **Suivant Y-Y :**

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{44611.2}{27097.96} = 1.65m < \frac{23.5}{4} = 5.88m \dots\dots\dots \text{vérifié.}$$

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).

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{48982.19}{546.86} \times \frac{5.3}{2} \times 1 = 237.36kN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{237.36 \times 10^3}{1 \times 0.9 \times 0.8} = 0.33MPa \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

VII.4.3.5 Caractéristiques géométriques du radier :**a- Position du centre de gravité :**

$$x_G = 13.39 \text{ m}$$

$$y_G = 10.35 \text{ m}$$

b- Moments d'inertie :

$$I_{xx} = 68681.34 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 120898.72 \text{ m}^4$$

VII.4.3.6 Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$$

Les contraintes du sol sont données par [RPA99 modifié en 2003 [1]] :

$$\text{A l'ELS : } \sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{35756.61}{546.86} = 65.39kN/m^2$$

$$\sigma_{ser} = 65.39kN/m^2 < \sigma_{sol} = 150kN/m^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

A l'ELU :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} Y_G$$

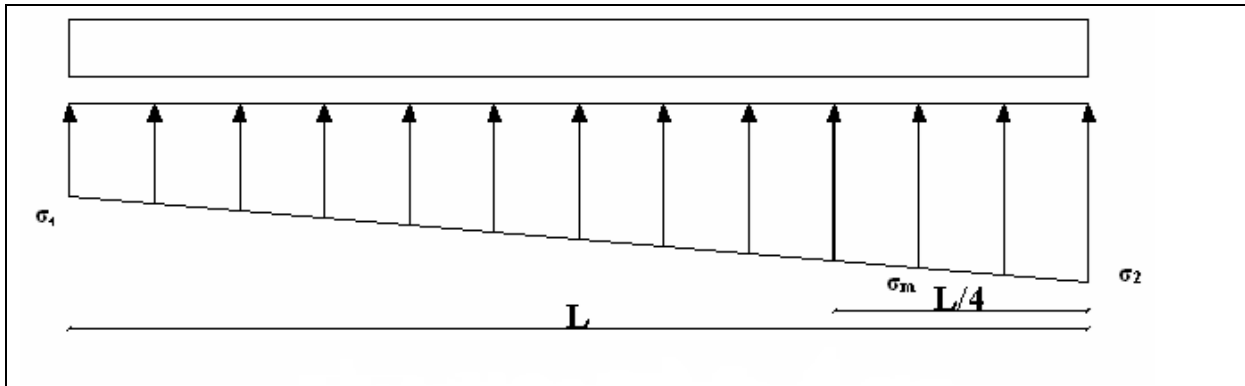


Figure VII.5. Contraintes sous le radier

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 :

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 48982,19 \text{ kN}$$

M est le moment de renversement.

$$M_x = 9970,568 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = 14663,12 \text{ kN.m.}$$

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats :

Tableau VII.3 Contraintes sous le radier à l'ELU

	$\sigma_1(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{kN/m}^2)$	$\sigma_m\left(\frac{L}{4}\right) (\text{kN/m}^2)$
Sens x-x	90.7	88.5	90.1
Sens y-y	91.8	87.4	90.7
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 199.5$

b) l'ELS :

$$N_{ser} = 35756,61 \text{ kN} \quad ; \quad S = 546.86 \text{ m}^2$$

$$M_x = 7110,492 \text{ kN.m.}$$

$$M_y = 10580,53 \text{ kN.m.}$$

M est le moment de renversement.

$$\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$$

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	66.2	64.6	65.8
Sens y-y	67	63.8	66.2
Vérification	$\sigma_1^{max} < 1,5 \sigma_{sol}$	$\sigma_2^{min} > 0$	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) < 1,33\sigma_{sol} = 199.5$

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 :

$$\sigma_u = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 90.7 \text{ kN/m}^2$$

ELS :

$$\sigma_{ser} = \sigma\left(\frac{L}{4}\right) = 66.2 \text{ kN/m}^2$$

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).

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x \quad (\text{autre appui}).$$

➤ **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 :

$$q_u = \sigma_m^u \cdot 1m = 90.7 \text{ kN/m}$$

ELS :

$$q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1m = 66.2 \text{ kN/m}$$

a .3 Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU (v=0) :

On a le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 = 0,4 < \frac{4,3}{4,55} = 0,95 < 1,00 \Rightarrow$ 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)
	5.30	5.30	1	0.037	1	90.7	94,27	80,13	94,27	80,13	47,13

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)
	5,3	5,3	1	0,037	1	66,2	68,80	58,48	68,80	58,48	34,40

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	80,13	0,08	0,10	25,91	8,89	6T14	9,24	15
	y-y	80,13	0,08	0,10	25,91	8,89	6T14	9,24	15
Appui	x-x	47,13	0,05	0,06	26,37	5,14	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 :

$$A_s^{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,26\text{cm}^2 < 7,7\text{ cm}^2$$

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	58,48	9,24	6,47	15	257,83	201,63	Non Vérifié
	y-y	58,48	9,24	6,47	15	257,83	201,63	Vérifié
Appuis	x-x y-y	34,4	7,7	3,80	15	151,67	201,63	Vérifié

Remarque :

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferrailages.

Tableau VII.9. vérification des contraintes

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	58,48	8T14	12.32	5,81	15	195,92	201,63	Vérifié
	y-y	58,48	8T14	12.32	5,81	15	195,92	201,63	Vérifié
Appuis	x-x	34,4	5T14	7.7	3,42	15	115,25	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]

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : M_t=0,85M₀

Sur appuis : M_a=0,50M₀

b.2 Calcul des armatures :

b=60cm ; h=80cm ; d=72cm

L=5.30m; P=90.7 kN/ml ; M₀ = 318.47KN.m

f_{c28}=25MPa ; f_{t28}=2,1MPa ; σ_{bc}=14,17MPa ; f_e=400MPa ; σ_s=348MPa

Tableau VII.10 Ferrailage des nervures suivant x-x et y-y

	M _u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (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 :

$A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.22cm^2 < 8.42cm^2 \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}e$

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)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	197,58	12,32	5,49	15	243,26	201.63	Non Vérifié
	y-y	197,58	12,32	5,49	15	243,26	201.63	Non Vérifié
Appuis	x-x	116,22	8,42	3,75	15	206,47	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

	Sens	M _{ser} (kNm)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	197,58	6T16+2T14	15,14	5,07	15	199,59	201.63	Vérifié
	y-y	197,58	6T16+2T14	15,14	5,07	15	199,59	201.63	Vérifié
Appuis	x-x y-y	116,22	4T16+2T12	10,3	3,46	15	169,99	201.63	Vérifié

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 :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{90.7 \times 5.3}{2} = 240.36kN$$

$$\tau_u = \frac{240.36 \times 10^3}{600 \times 720} = 0,56MPa < \bar{\tau}_u = 2,5MPa \dots\dots \text{Vérifier}$$

b.3.4 Armatures transversales

- * $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \quad \dots\dots [3]$
- * $S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40cm) = 40cm$
- * $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) = 0,4MPa$
- * $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \quad \text{Article 7.5.2.2.} \dots\dots [\text{RPA99 modifié en 2003 [1]]]$
- * $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t; 30cm\right) = 19.2cm \dots\dots \text{Zonenodale}$
- * $S_t \leq \frac{h}{2} = 40cm \dots\dots \text{Zoncourante}$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 1,6cm \quad \text{et} \quad \phi_t \geq \frac{1}{3} \phi \text{ max} = 5.33mm$$

f_e=400MPa ; τ_u=0.61 Mpa ; f_{i28}=2,1Mpa ; b=60cm ; d=72cm

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 × 80	Courante	40	40	25
		Nodale	19.2		15
Nervure Sens y-y	60 × 80	Courante	40	40	25
		Nodale	19.2		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 × 80	Courante	25	10	4.13	4.71	6T10
		Nodale	15		2.48	4.71	6T10
Nervure Sens y-y	60 × 80	Courante	25	10	4.13	4.71	6T10
		Nodale	15		2.48	4.71	6T10

b.3.5 Justification des armatures transversales

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \min \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa \right\} = 0,28 \text{ MPa}$$

- Zone courante 1,26 MPa > 0,40 MPa Vérifié.
- Zone nodale 2.09 MPa > 0,40 MPa Vérifié.

c) Armature de peau :

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration .En effet on risquerait en l’absence de ces armatures d’avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que le rond lisse.

Pour les bâtiments courant on a 3cm² pour chaque mètre pour les armatures de peau

On prend 4T12=4.52cm²

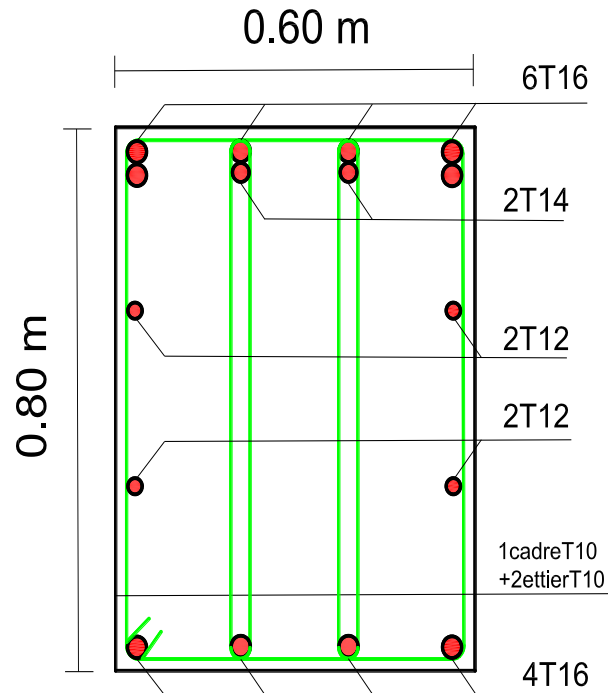


Figure VII.6. Ferrailage des nervures en travée sens x-x et y-y

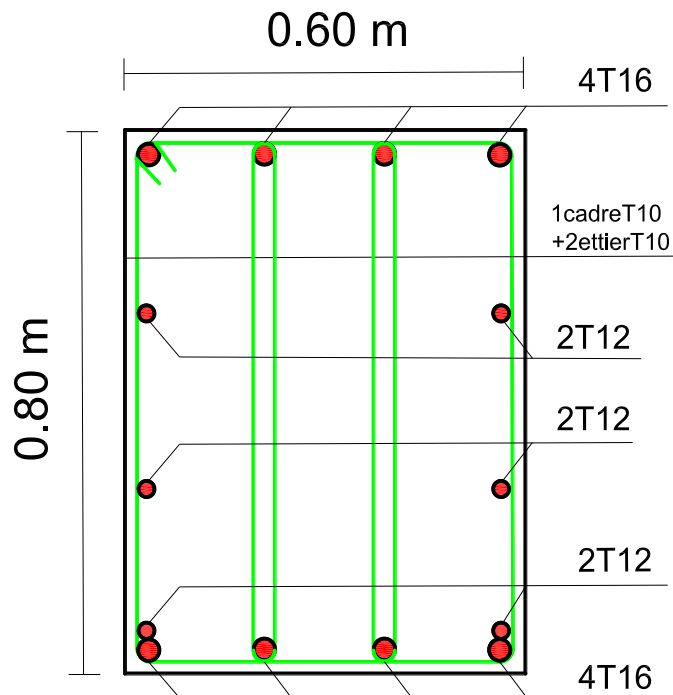


Figure VII.7 Ferrailage des nervures en appui sens x-x et y-y

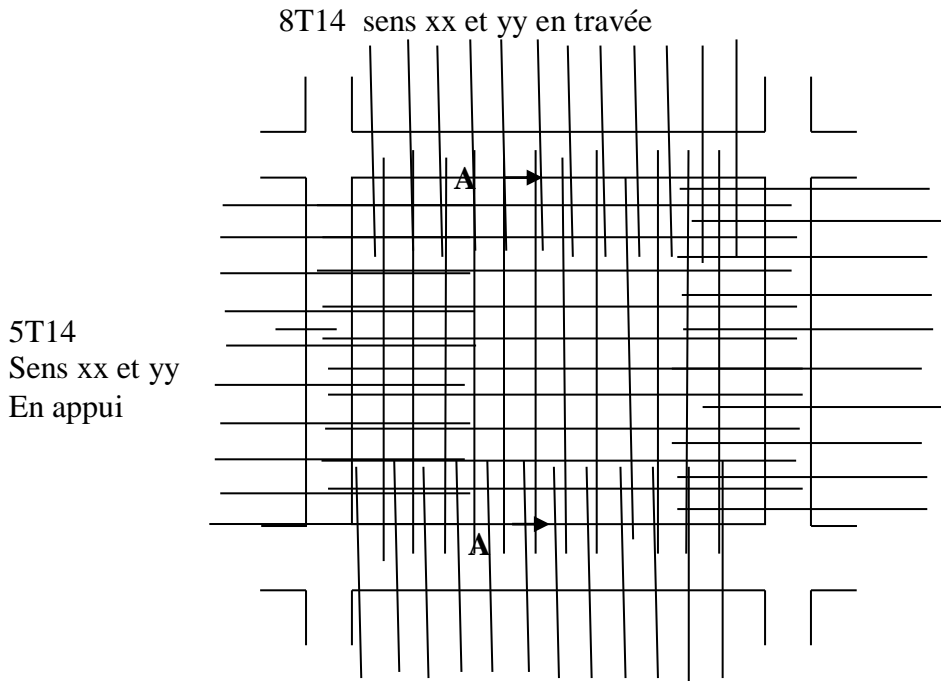


Figure VII.8 Ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y

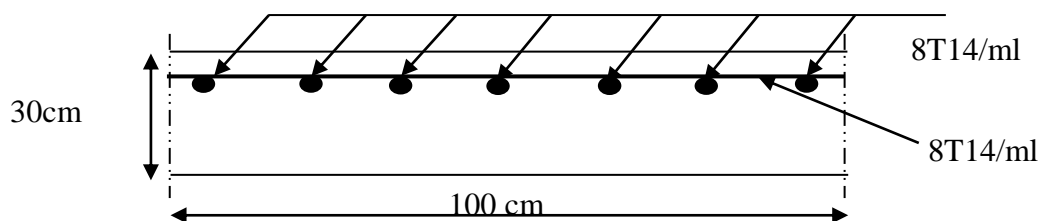


Figure VII.9 Coupe A-A ferrailage du panneau du radier sens x-x et y-y

VII.5 Etude du Voile périphérique :

Notre structure comporte un voile périphérique qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC, le sous-sol et les fondations.

VII.5.1 Dimensionnement et ferrailage du voile :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du (RPA99 modifié en 2003 [1]) qui stipule d'après l'article 10.1.2.

- ✓ Les ossatures au dessous du niveau de base comportent un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base
- ✓ Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :
- ✓ Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de $0,1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ La longueur de recouvrement est de 50ϕ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

On adopte une épaisseur $a = 20$ cm.

VII.5.2.Évaluation des charges

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur 4 appuis et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable, ($L_x=3,06$ m ; $L_y=5,30$ m ; $e = 20$ cm).

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).La charge de poussées des terres est données par : $Q=A.\gamma.H$

Avec :

Q : Contrainte à la base sur une bande de 1m.

A : Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma_h=20$ kN/m³).

H : Hauteur du voile ($H=3.06$ m).

$$\phi = 15^\circ \Rightarrow A = f(\phi) = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0.589$$

$$\text{Donc : } Q = A.\gamma.H.1\text{ml} = 36,05\text{kN/ml} \Rightarrow Q_u = 1.35Q = 48.67\text{kN/ml}$$

VII.5.3.Effort dans la dalle

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.577 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x=0,084 ; \mu_y=0,305$$

$$M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 38.28\text{kNm}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 11.68\text{kNm}$$

Moment en travée

$$M_{tx}=0,85M_x=32.54\text{kNm}$$

$$M_{ty}=0,85M_y=9.93\text{kNm}$$

Moment sur appuis

$$M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x=19.14\text{kNm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau VI.15. Calcul des moments a ELU

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
3,06	5,3	0,577	0,084	0,305	48,67	38,28	11,68	32,54	9,92	19,14

VII.5.4. Calcul du ferrailage

$$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=18\text{cm} ; \sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$$

Les résultats du ferrailage sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.16. Ferrailage du voile périphérique

	Sens	M_u (kNm)	M	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	32,54	0,071	0,092	17,338	5,393	7T10	5,5	15
	y-y	9,92	0,022	0,027	17,803	1,602	5T10	3,93	20
Appuis	x-x	19,14	0,042	0,053	17,617	3,122	5T10	3,93	20

VII.5.5. Vérifications nécessaires➤ **Condition de non fragilité**

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm (12cm ≤ e ≤ 30cm).

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{\min} ; & A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{\min} ; & A_y^{\min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0=0,0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{\min} = 0,0008 \left(3 - \frac{3,06}{5,30} \right) \frac{100,20}{2} = 1,94 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_x = 5,5 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,94 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y = 3,93 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 1,60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

➤ **Armatures minimale selon RPA99 modifié en 2003 [1]**

$$A_v = 0,1 \times \frac{e \times b}{100} = 0,1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2 \text{ cm}^2 < A_x = 5,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$A_h = 0,1 \times \frac{e \times h}{100} = 0,1 \times \frac{20 \times 100}{100} = 2 \text{ cm}^2 < A_y = 3,93 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 69,12 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 49,64 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 69,12 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{69,12 \cdot 10^3}{1000 \times 180} = 0,380 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

➤ **Vérification à L'ELS**

✓ **Evaluation des sollicitations à l'ELS**

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau VI.17. Calcul des moments a ELS

L _x (m)	L _y (m)	L _x /L _y	μ _x	μ _y	q _u (kN/m)	M _x (kN.m)	M _y (kN.m)	M _{tx} (kN.m)	M _{ty} (kN.m)	M _a (kN.m)
6,05	0,85	0,051	0,665	30,37	12,176	8,097	10,352	6,88	6,09	6,05

✓ **Verification des constraints**

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

Tableau VI.18. Vérification des contraintes à l'ELS

	Sens	M_{ser} (kNm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Vérification
En travée	x-x	24,10	5,5	4,69	18054,10	6,26	266,53	Non Vérifiée
	y-y	7,35	3,93	4,05	13686,15	2,18	112,39	Vérifiée
Sur appuis	x-x	14,18	3,93	4,05	13686,15	4,20	216,76	Non Vérifiée

Remarque :

La vérification des contraintes à l'ELS n'est pas vérifiée donc on doit augmenter les sections de ferrailages.

Tableau VI.19. Vérification des contraintes à l'ELS final

	Sens	M_{ser} (kNm)	Choix	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Vérification
En travée	x-x	24,10	7T12	7,92	5,46	24107,20	5,46	188,06	Vérifiée
	y-y	7,35	5T10	3,93	4,05	13686,15	2,18	112,39	Vérifiée
Sur appuis	x-x	14,18	7T12	7,92	5,46	24107,20	3,21	110,62	Vérifiée

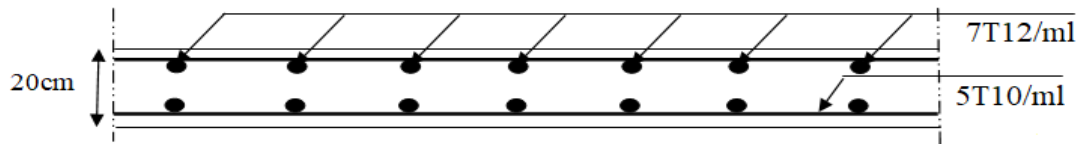


Figure VII.10 Coupe horizontale du ferrailage du voile périphérique

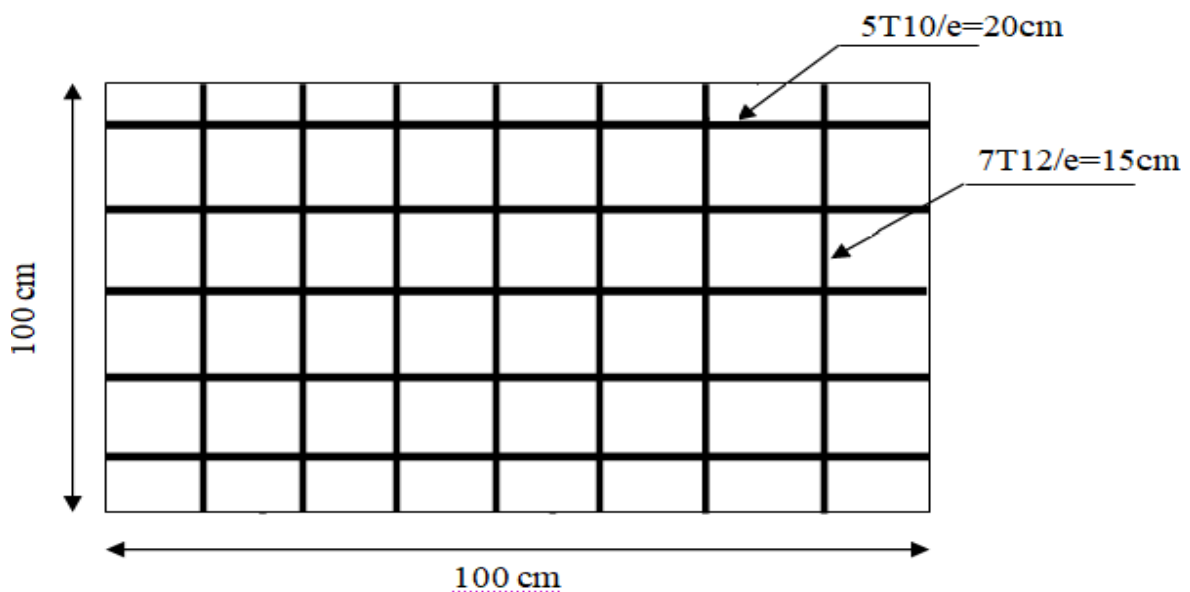


Figure VII.11 Ferrailage du voile périphérique

VII.6 Ferrailage des débords :

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L=0,5m$, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1m à l'ELU.

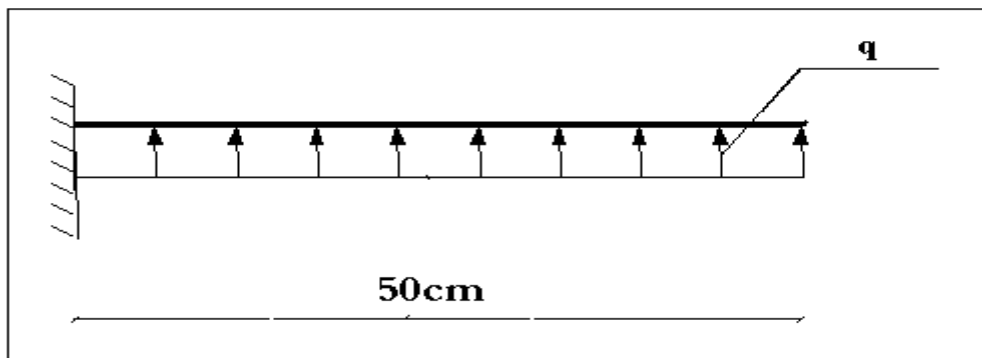
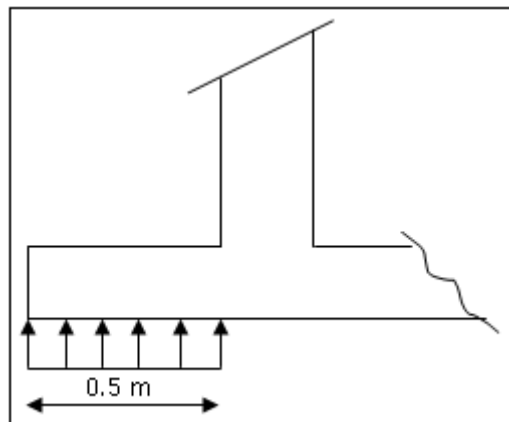


Figure VII.12 Représentation du débord du radier.

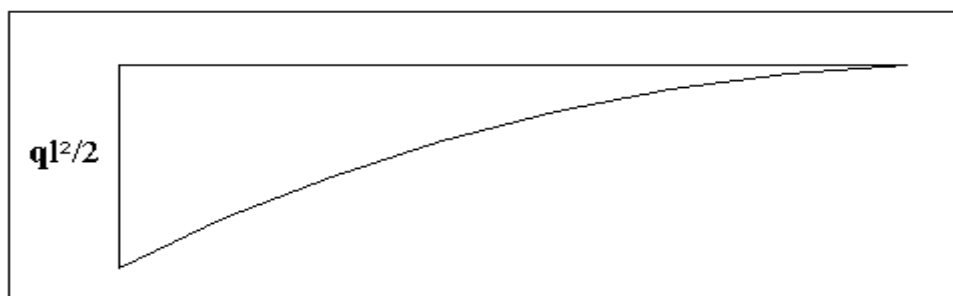


Figure.VII.13 Diagramme des moments.

VII.6.1 Calcul de ferrailage :

$q_u=90.7 \text{ kN/ml}$, $b=100 \text{ cm}$, $h=30\text{cm}$, $d=27\text{cm}$, $f_{c28}=25\text{MPa}$, $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} = 11.34 \text{ kNm} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Tableau VII.20. Ferrailage de panneau débord.

$M_u(\text{kNm})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_s^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_s^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	$S_t(\text{cm})$
11,34	0,0110	0,0138	26,85	1,21	5T14	7,7	20

$$A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26cm^2 < 7.7cm^2 \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = 1.93cm^2$$

On adopte $4T12=4.52cm^2$, $S_r=25cm$

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.21. Vérifications des contraintes du béton et d'acier.

M_{ser} (kNm)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ̄_s (MPa)	Vérification
8,28	7,7	6,83	53642,99	1,05	15	46,70	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 : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 2.5MPa$$

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{45.35 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0.168MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

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).

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners and midpoints. Two large, symmetrical decorative flourishes, resembling stylized infinity symbols or floral patterns, are positioned above and below the central text.

Comparaison et Conclusion Générale

Comparaison

La 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 :

-Modification de la position du centre de gravité, contrairement à la position de centre de rigidité, qui reste constante, ce qui entraîne une modification dans le moment de torsion.

-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

Le calcul manuel fait pour 2 sens x et y et le calcul automatique pour 3 sens x, y et z et le calcul manuel fait pour 2D et le calcul automatique 3D

Les vérifications dans la partie automatique tout est vérifié, mais dans la partie manuel n'est pas vérifier

D'après les résultats obtenus lors du calcul manuel et automatique on constate qu'on a trois éléments comparables qui sont la période fondamentale de la structure, l'effort sismique à la base et les déplacements inter étages. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Calcul	Période (s)	Effort tranchant à la base XX (kN)	Effort tranchant à la base YY (kN)
Manuel	0,504	5042,327	5082,935
Automatique	0,541	4667,9	4432,57

Story	Δk				1%hn
	Sens X-X		Sens Y-Y		
	Manuel	Automatique	Manuel	Automatique	
STORY7	0,043	0,0095	0,041	0,0116	0,0323
STORY6	0,076	0,0095	0,074	0,0112	0,0323
STORY5	0,107	0,0095	0,104	0,0112	0,0323
STORY4	0,131	0,0081	0,127	0,0098	0,0323
STORY3	0,152	0,0070	0,147	0,0084	0,0323
STORY2	0,162	0,0049	0,157	0,0060	0,0323
STORY1	0,146	0,0021	0,164	0,0028	0,0323

Interprétation des résultats :

Une période fondamentale de structure (**0,504 seconde**) a été trouvée dans le calcul manuel du logiciel **MATLAB (2018)** et est presque identique à celle du calcul automatique effectué par le logiciel **ETABS (9.7.0)**. Ce qui correspond à (**0,541 seconde**), ce qui entraîne une petite différence de **0,037 seconde**. les masses sont réparties donc ce qui vérifie cette estimation est que le taux de participation modal a atteint 90% dans le mode 3 en calcul manuel alors qu'il a atteint le niveau de 90% dans le mode 17 en calcul automatique

Alors que 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 1,15 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

En ce qui concerne le déplacement entre les étages, on constate que les conditions sont remplies côté automatique dans tous les étages, contrairement au côté manuel où les conditions ne sont pas réunies, cela est dû au petit nombre des voiles du côté manuel par rapport au côté automatique

Donc, en raison des résultats précédents et du temps de calcul manuel, nous avons été dirigés vers un calcul automatique, plus facile et plus précis par logiciel **ETABS (9.7.0)**.

Conclusion Générale

Le projet de remise des diplômes est une phase importante du cycle de formation de l'étudiant et lui permet d'utiliser ses connaissances théoriques acquises au cours de ce cycle.

Ce projet nous a permis d'une part d'assimiler les différentes techniques de calcul et logiciels ainsi que les réglementations régissant les principes de conception et de calcul des structures dans le secteur de la construction et d'approfondir ainsi nos connaissances.

Ce travail nous a permis de voir en détail toutes les étapes à suivre dans le calcul d'un Bâtiment, ainsi que le choix de ces éléments ; donc la conception de l'œuvre.

La connaissance du comportement dynamique d'une structure dans des vibrations libres non amorties ne peut être estimée avec précision que si la modélisation de cette structure est aussi proche que possible de la réalité.

En utilisant deux méthodes de modélisation (modèle contenu par éléments finis via le logiciel **ETABS (9.7.0)**) et modélisation discrète par le logiciel **MATLAB (2018)**, a été 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).

La disposition des voiles a été faite selon les vérifications des règlements régissant talques :

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.

Aussi, il faut noter qu'on a respecté le plan architectural notamment les ouvertures des portes, fenêtres, les espaces de circulation.

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.

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

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners and midpoints. Two large, symmetrical flourishes, resembling stylized infinity symbols or interlocking scrolls, are positioned above and below the central text. Each flourish is flanked by smaller, decorative corner elements.

Bibliographiques et Références

Références et Bibliographie

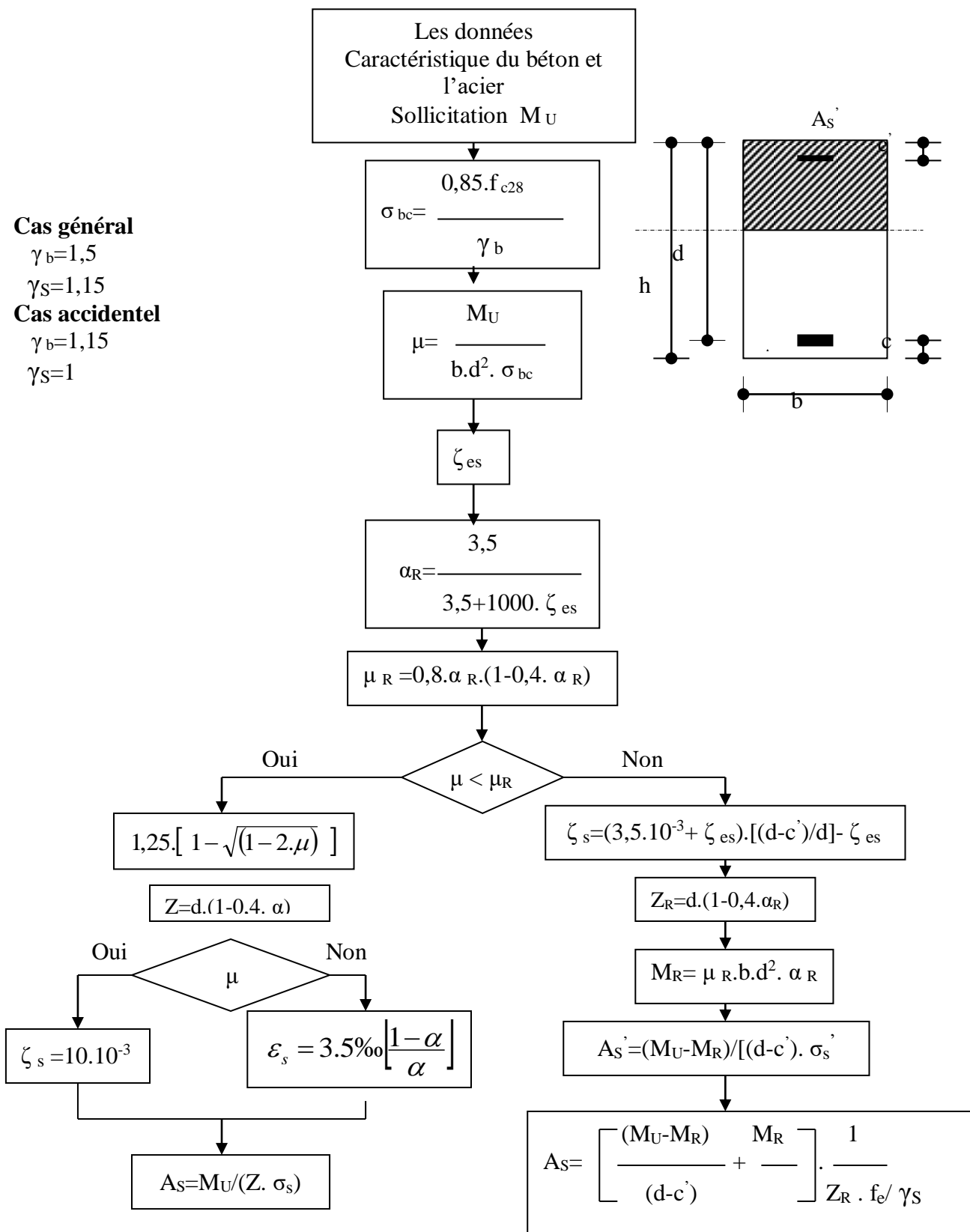
- [1]-Règlement Parasismiques Algérien **RPA99 modifié en 2003**, Alger
- [2]-Béton Arme à l'état limite **BAEL 91 Modifié 99**, France, février 2000
- [3]-Règles de Conception et de calcul des ouvrages en béton armé (**CBA.93**), Alger. **1993**
- [4]-Charges permanentes et charges d'exploitations **DTR.BC 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 Arme **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 Bulding System version 9.7.0)
- [17]-SOCOTEC
- [18]-SAP 2000 version 14 (Structural Analysis Program)
- [19]-AutoCAD 2008
- [20]-Microsoft Office

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two horizontal decorative flourishes, consisting of symmetrical scrollwork and floral patterns, are positioned above and below the central text.

Annexe

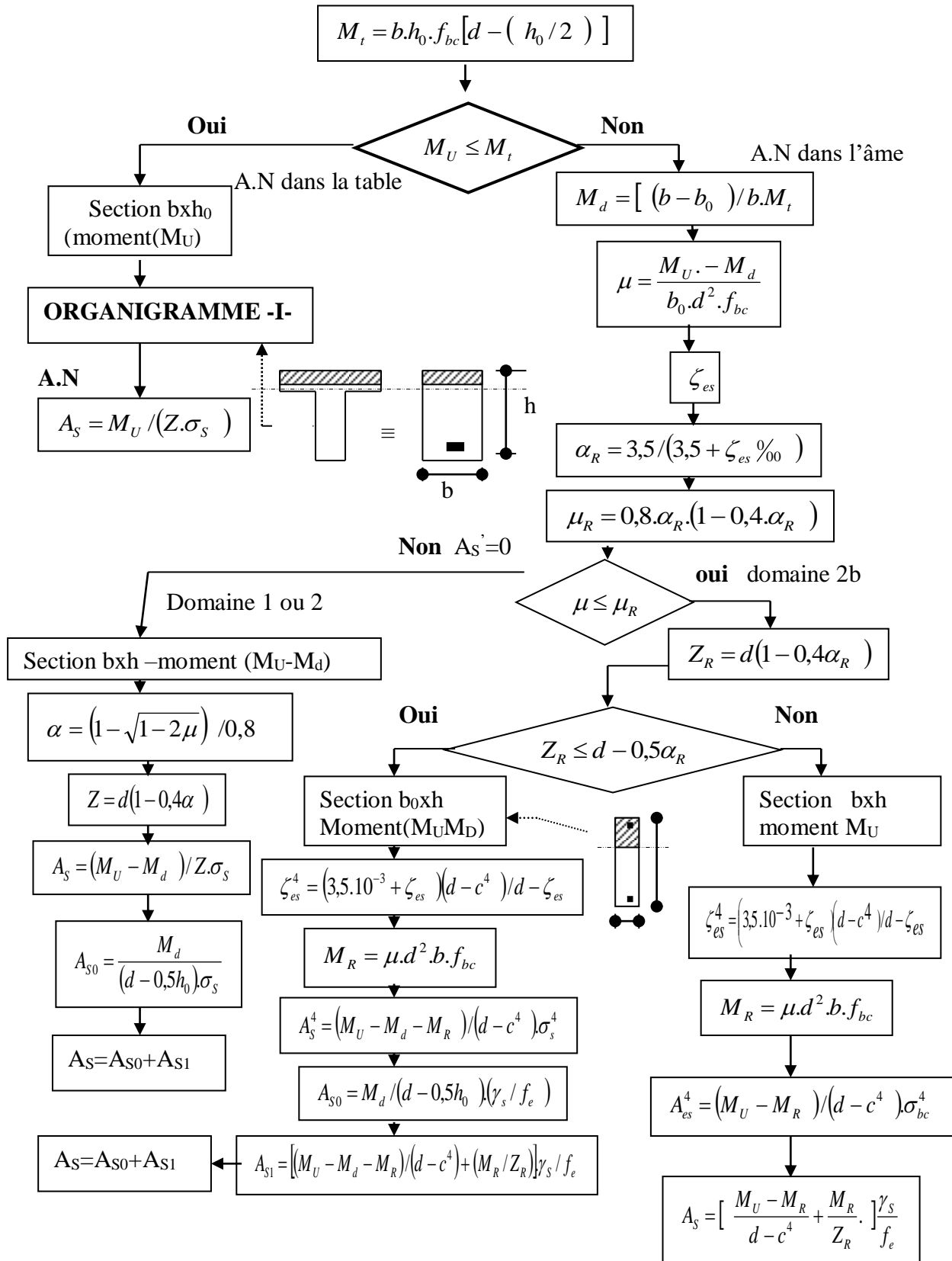
ORGANIGRAMME -1-

Section rectangulaire a l'E.L.U en flexion simple



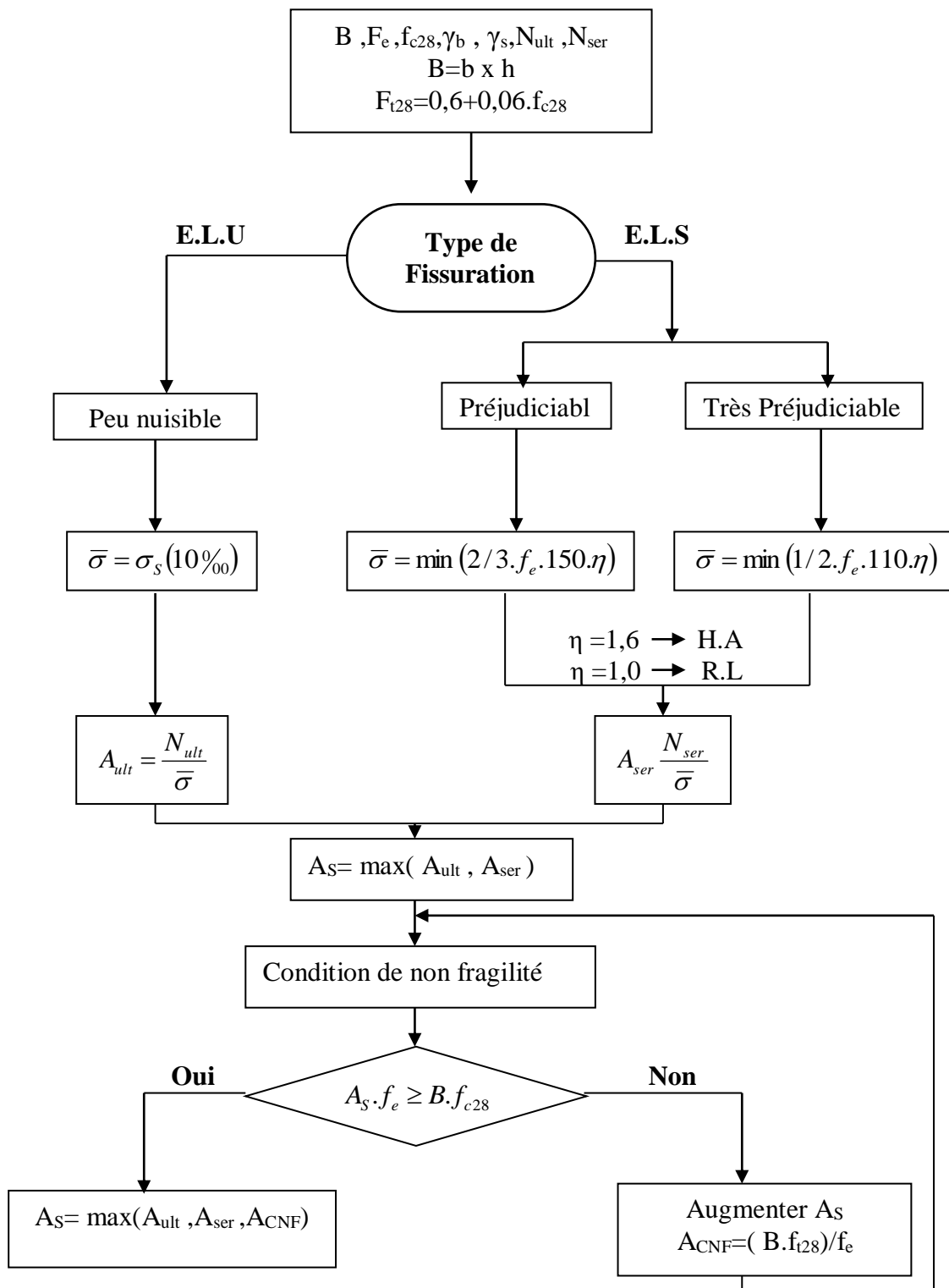
Organigramme 2

Calcul d'une section en -TE- a l'E.L.U en flexion simple



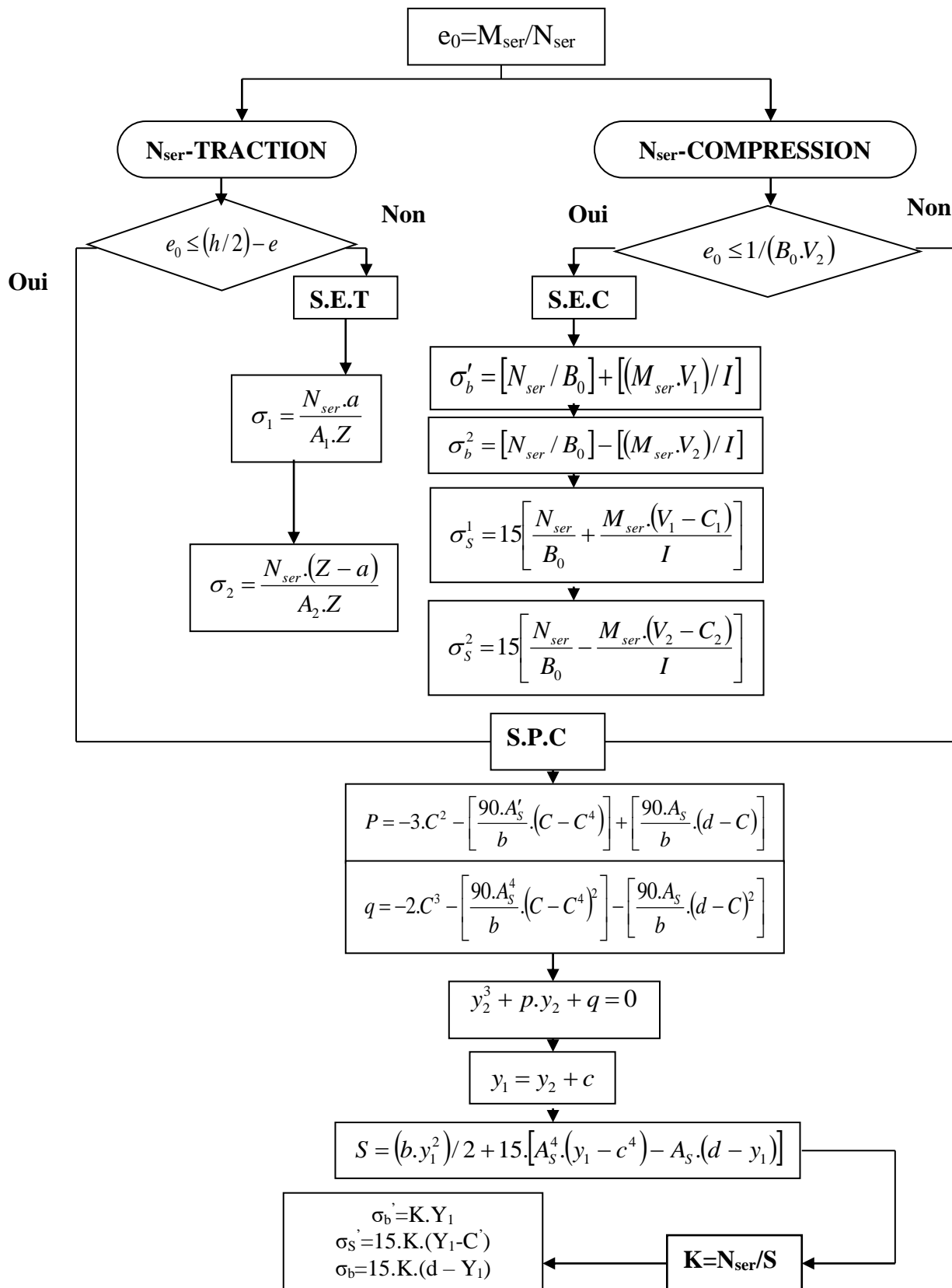
ORGANIGRAMME 3

Traction simple



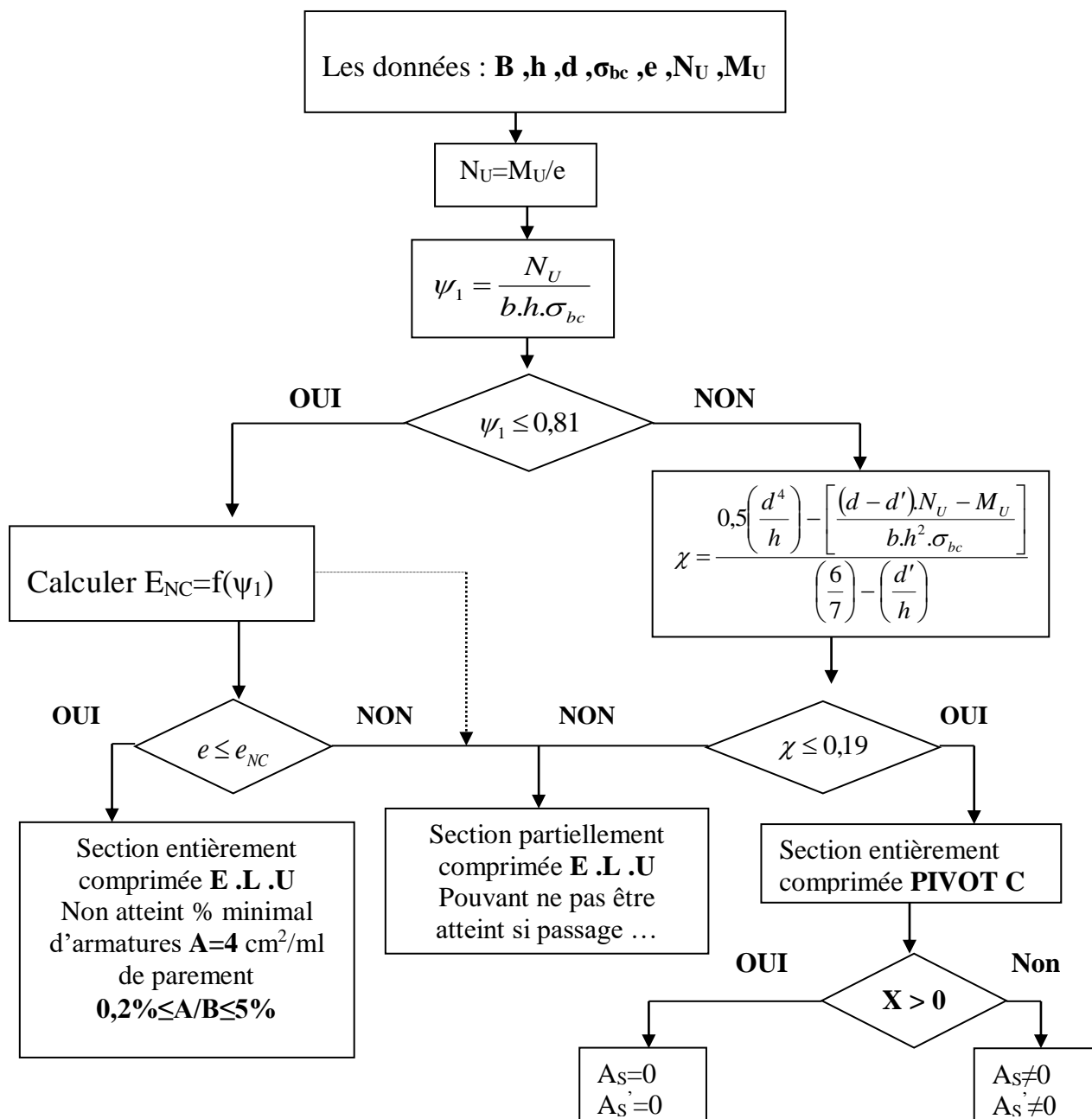
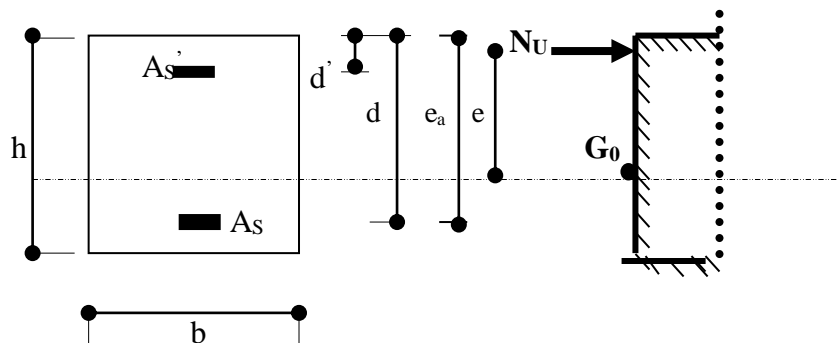
ORGANIGRAMME 4

Flexion composee à E.L.U



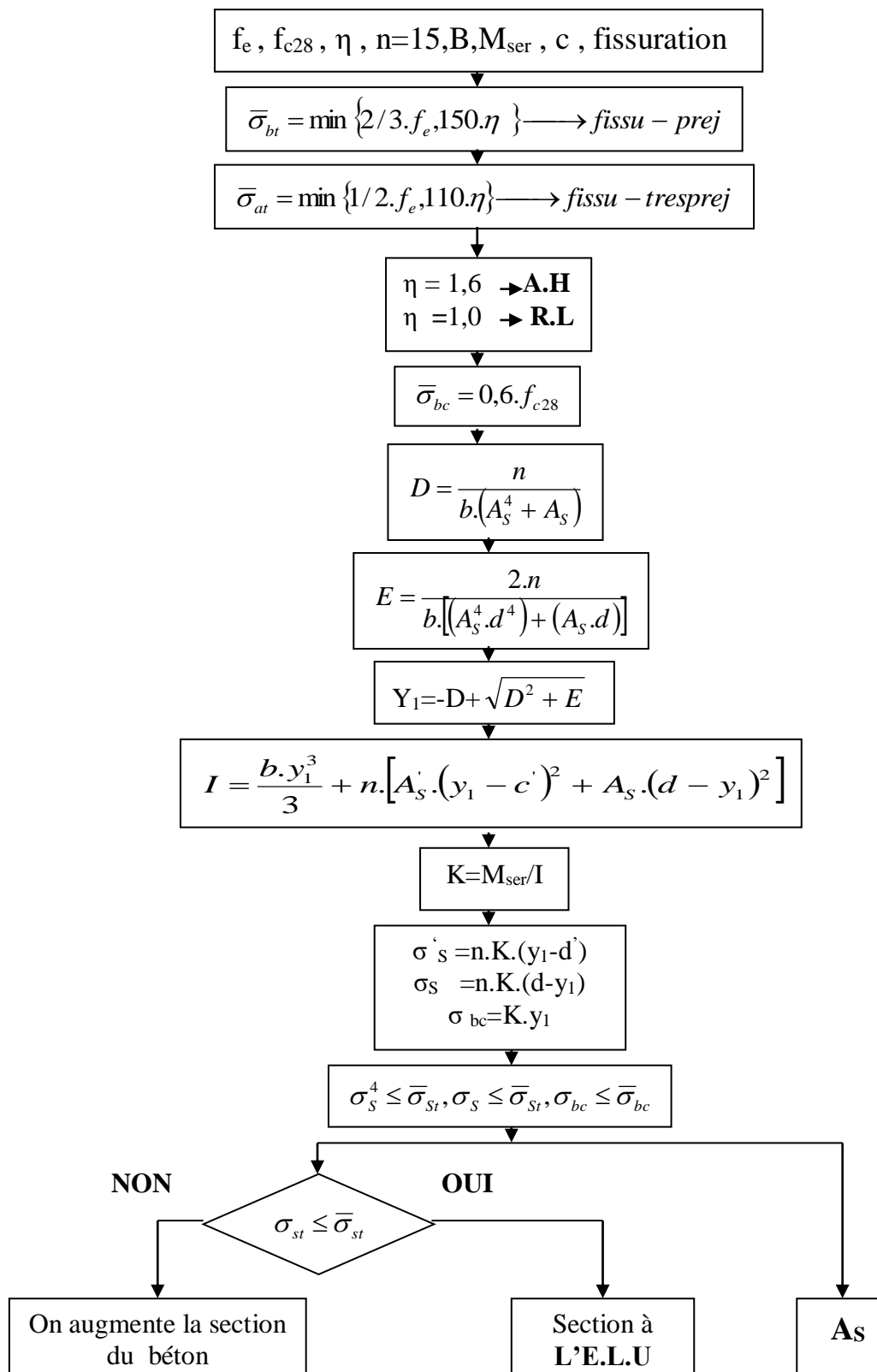
Organigramme -5-

Calcul d'une section rectangulaire à l'E.L.U en flexion composée



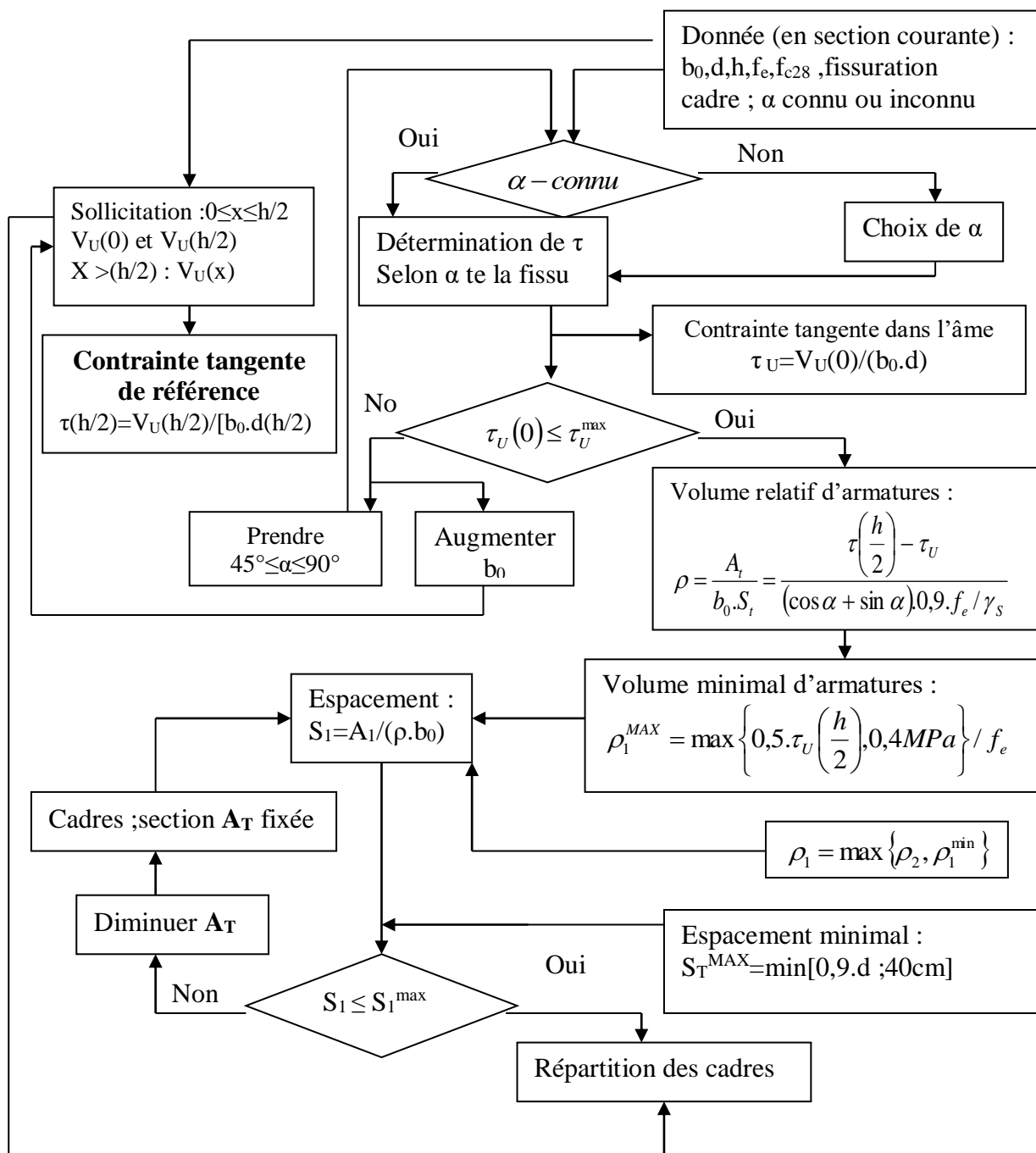
Organigramme 6

Verification d'une section rectangulaire à -l'E.L.U-



Organigramme 7

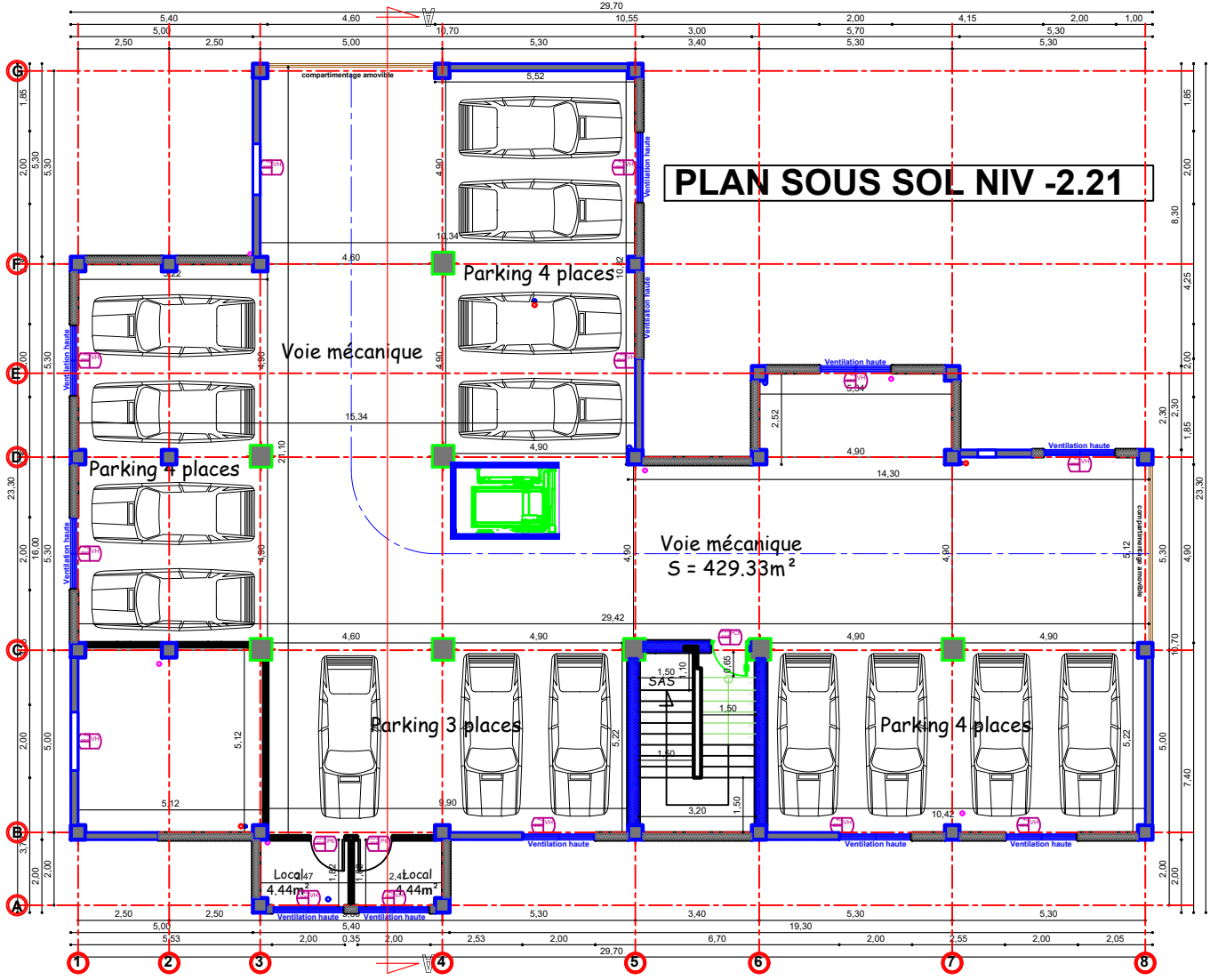
Calcul des armatures d'une poutre soumise à l'effort tranchant

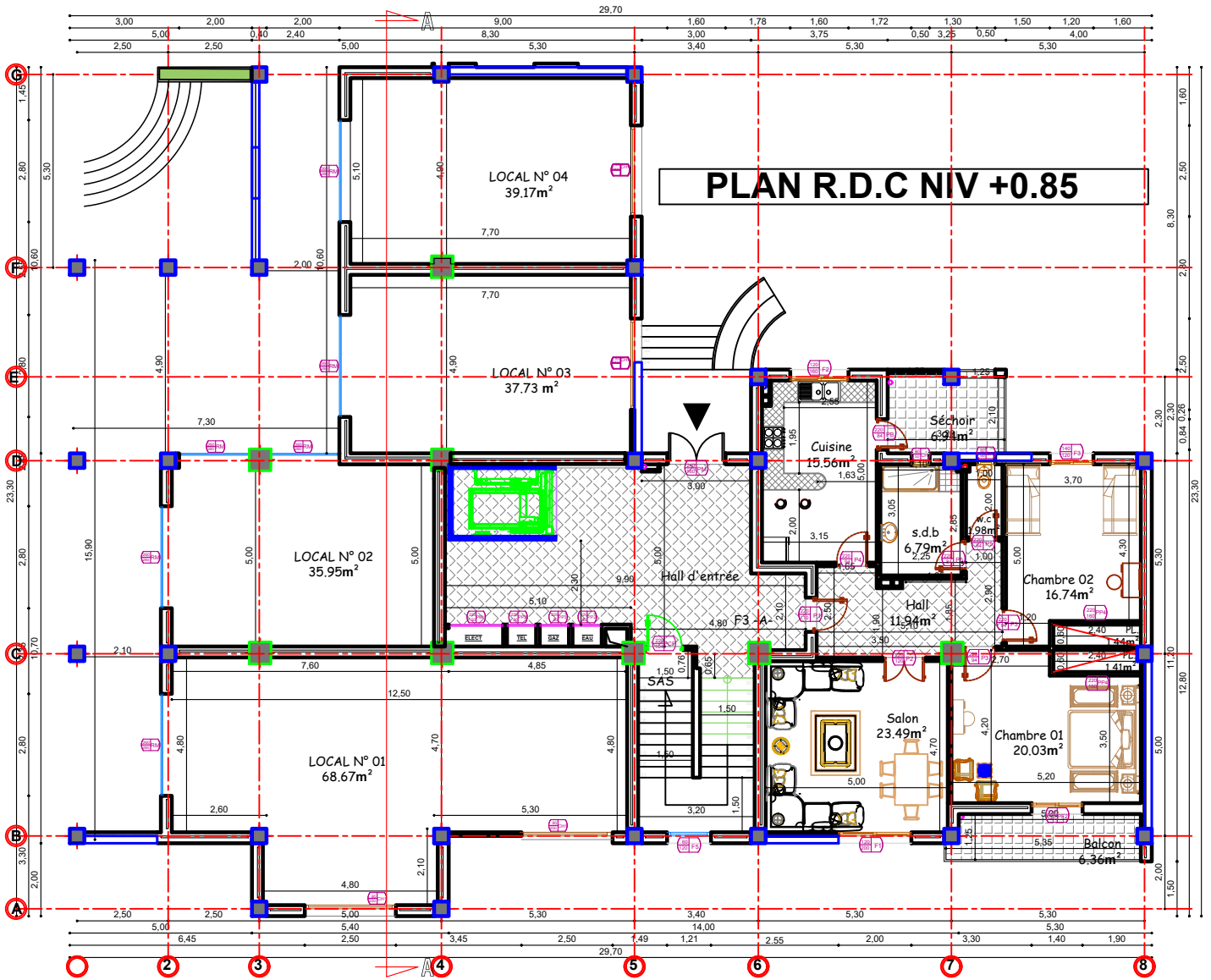


The image features a highly decorative, symmetrical border in a dark brown color. The border is composed of intricate scrollwork, floral motifs, and elegant curves, framing the central text. In the center of the page, there are two identical horizontal flourishes, each consisting of a central floral-like element with symmetrical, swirling lines extending outwards. The text "Plan architectural" is centered between these two flourishes.

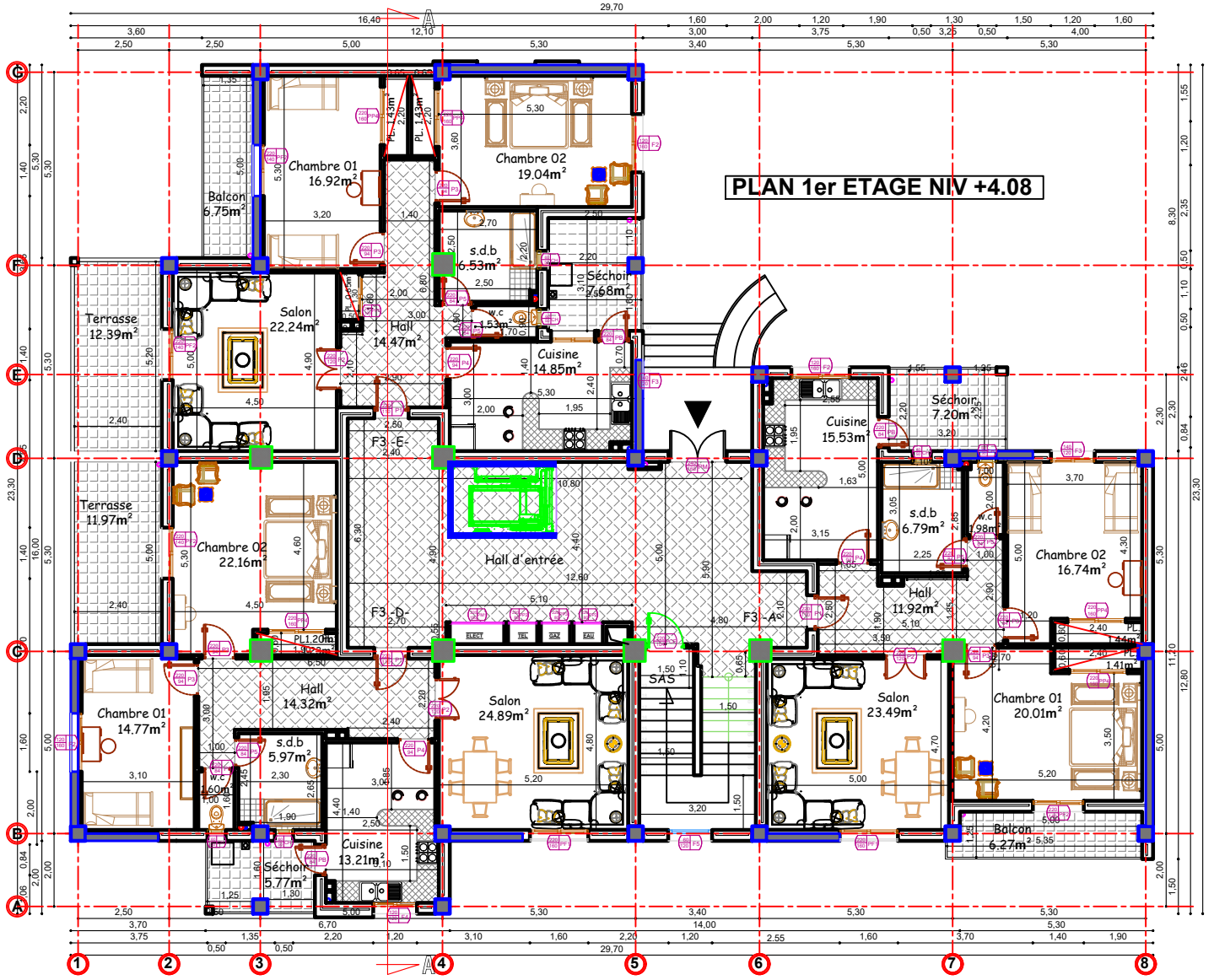
Plan architectural

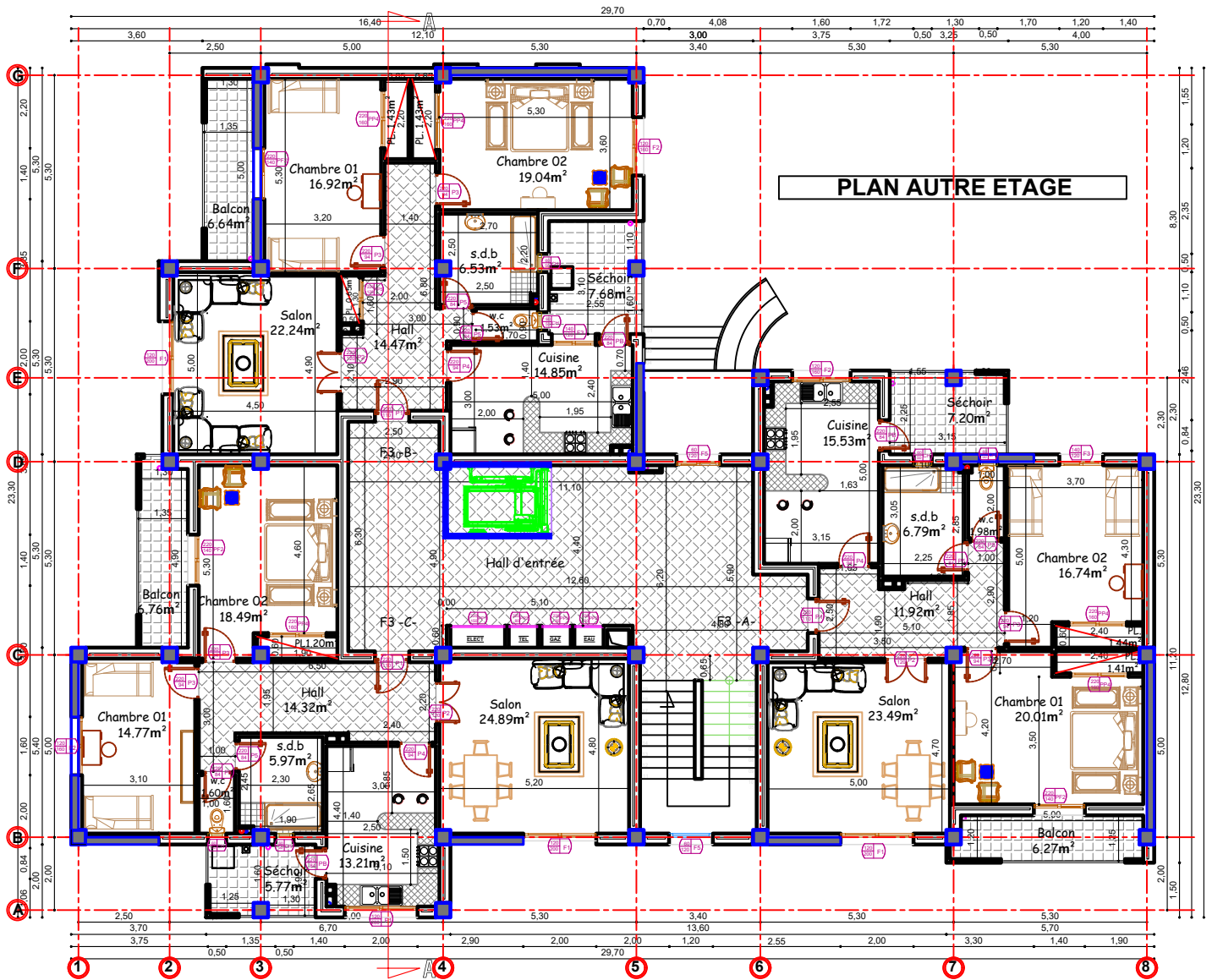
PLAN SOUS SOL NIV -2.21

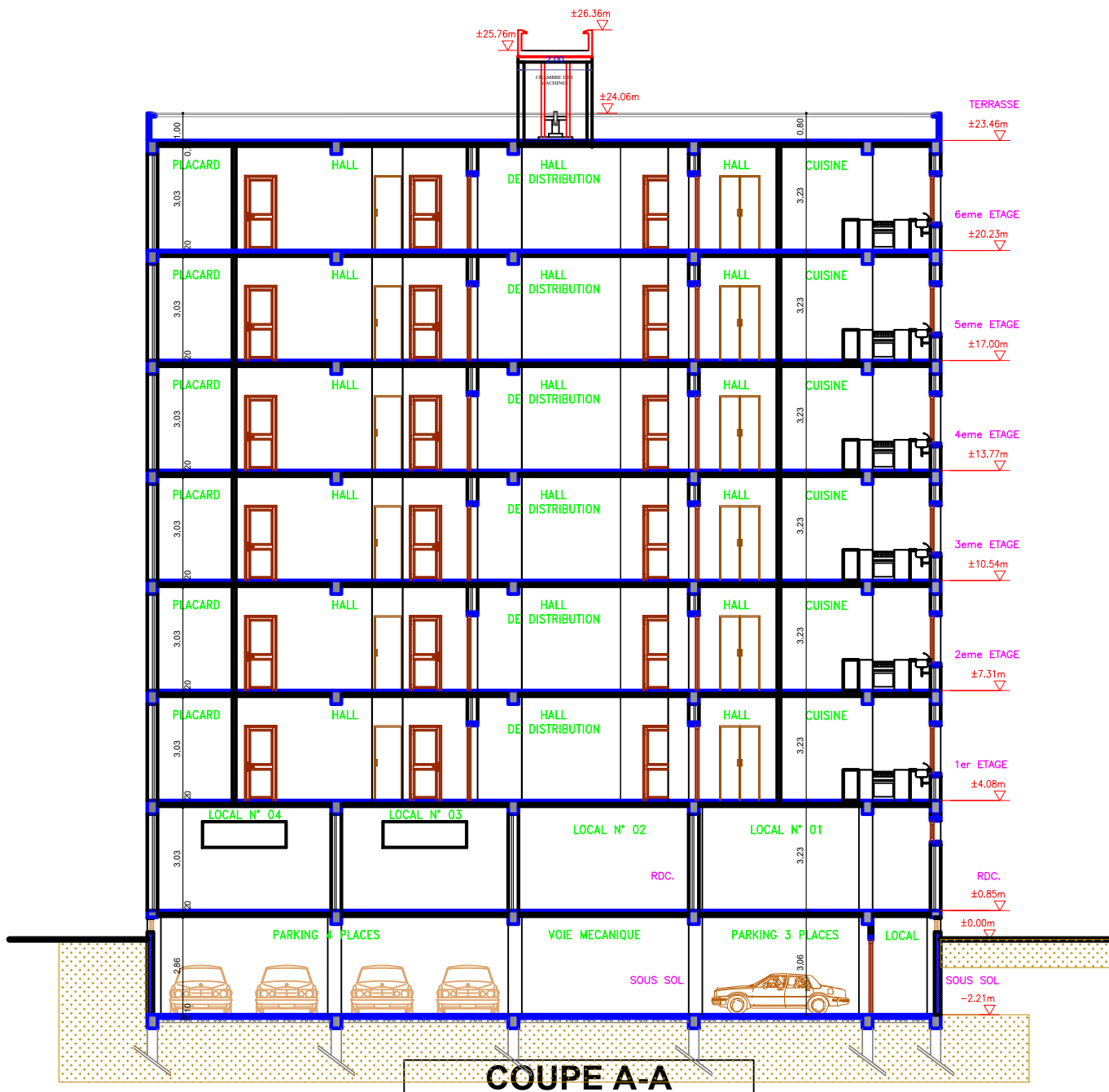




PLAN 1er ETAGE NIV +4.08







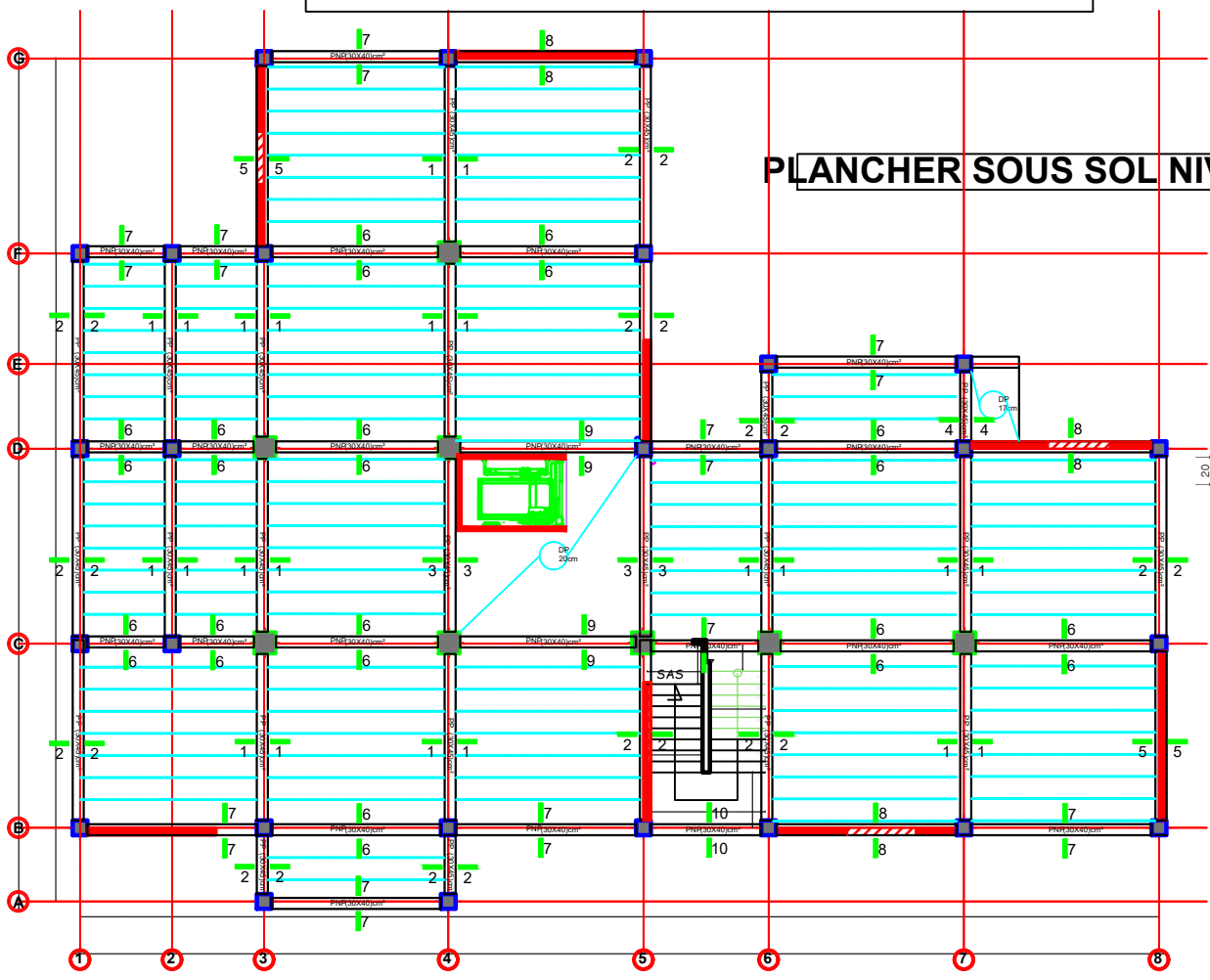
COUPE A-A

The page is framed by a dark brown, ornate border with intricate scrollwork and floral motifs at the corners. Two horizontal decorative flourishes, consisting of symmetrical scrollwork and floral patterns, are positioned above and below the central text.

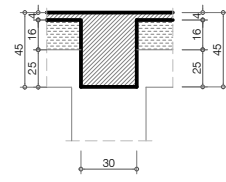
Plan d'exécution

COFFRAGE PLANCHER
NIV: +0.85

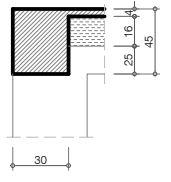
PLANCHER SOUS SOL NIV 0.85



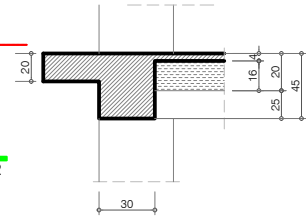
Coupe 1 - 1



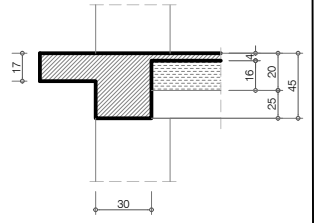
Coupe 2 - 2



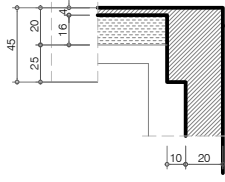
Coupe 3 - 3



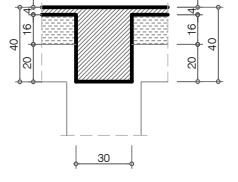
Coupe 4 - 4



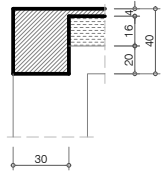
Coupe 5 - 5



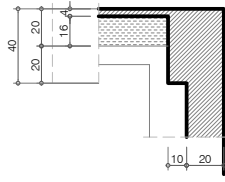
Coupe 6 - 6



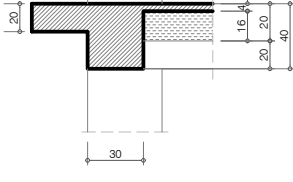
Coupe 7 - 7



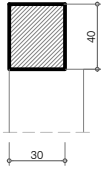
Coupe 8 - 8



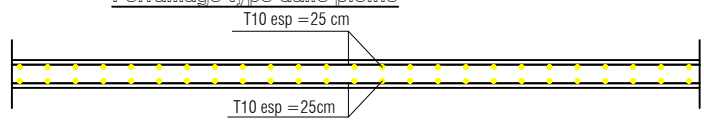
Coupe 9 - 9



Coupe 10 - 10

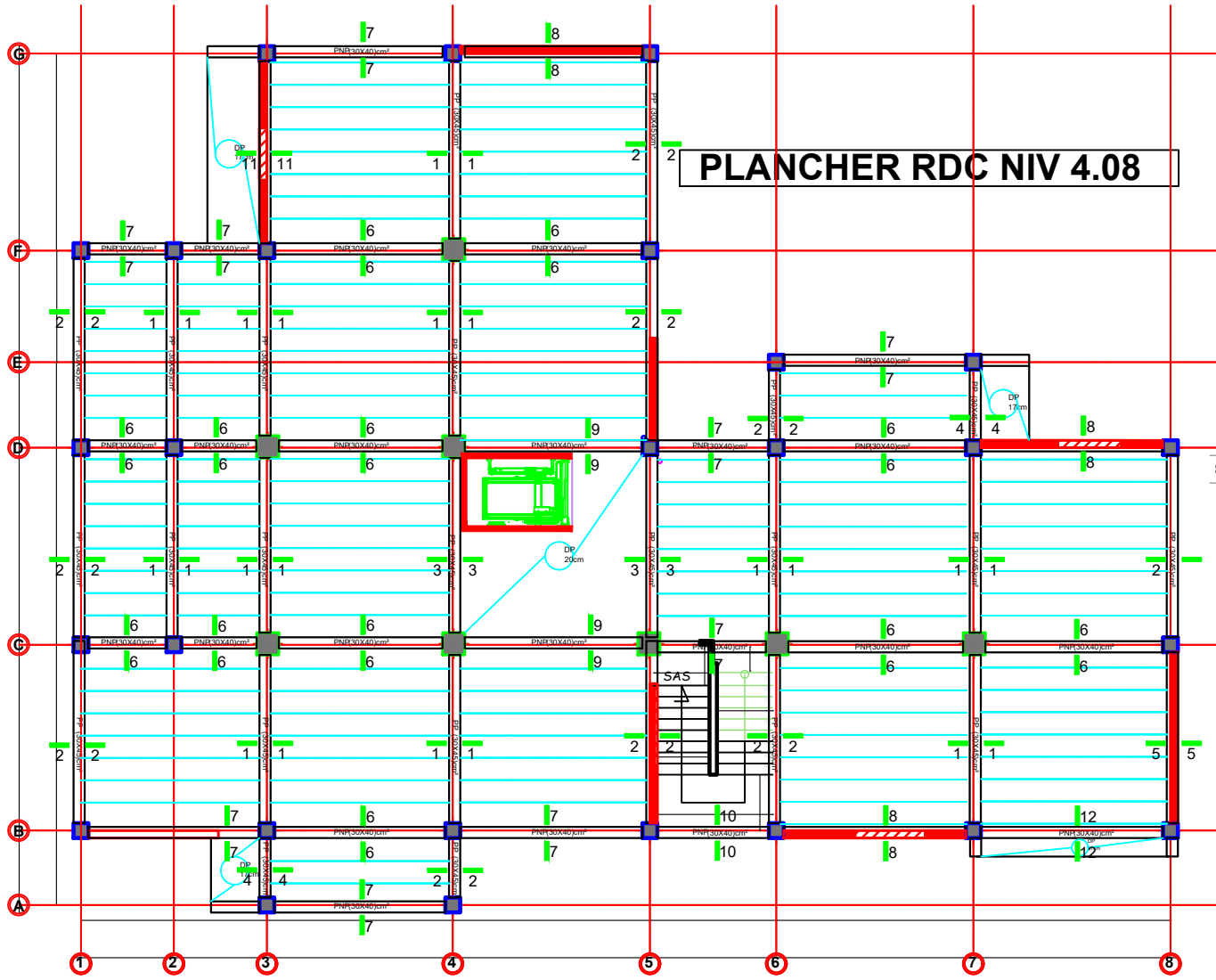


Ferrillage type dalle pleine

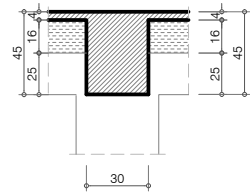


COFFRAGE PLANCHER NIV: +4.08

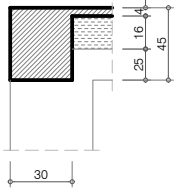
PLANCHER RDC NIV 4.08



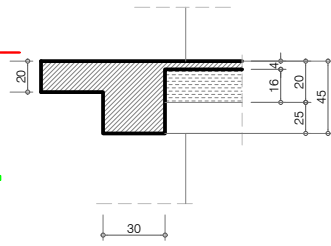
Coupe 1 - 1



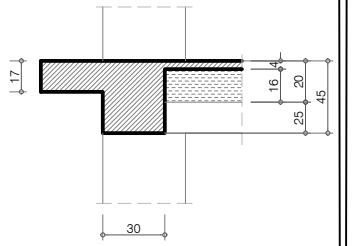
Coupe 2 - 2



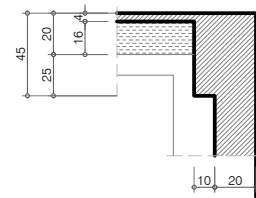
Coupe 3 - 3



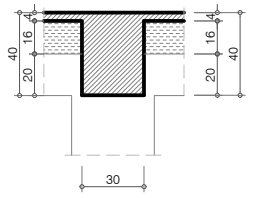
Coupe 4 - 4



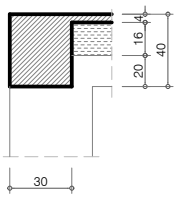
Coupe 5 - 5



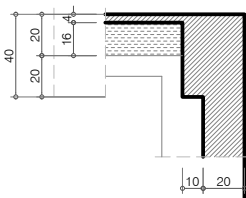
Coupe 6 - 6



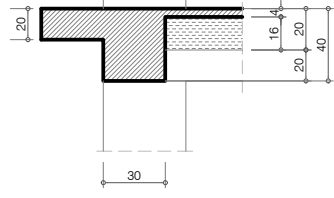
Coupe 7 - 7



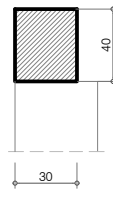
Coupe 8 - 8



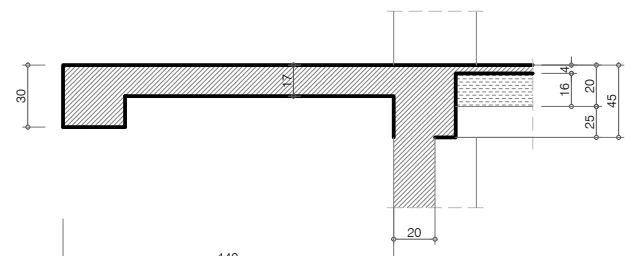
Coupe 9 - 9



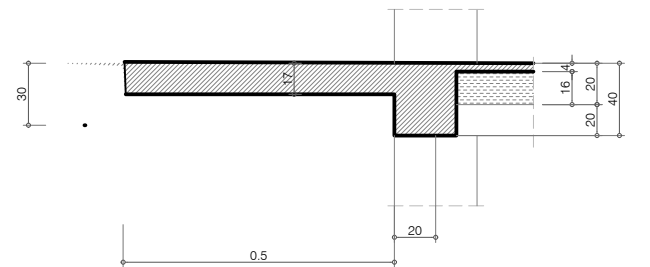
Coupe 10 - 10



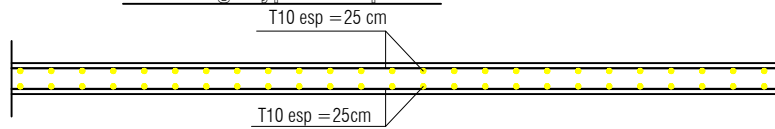
Coupe 11 - 11



Coupe 12 - 12

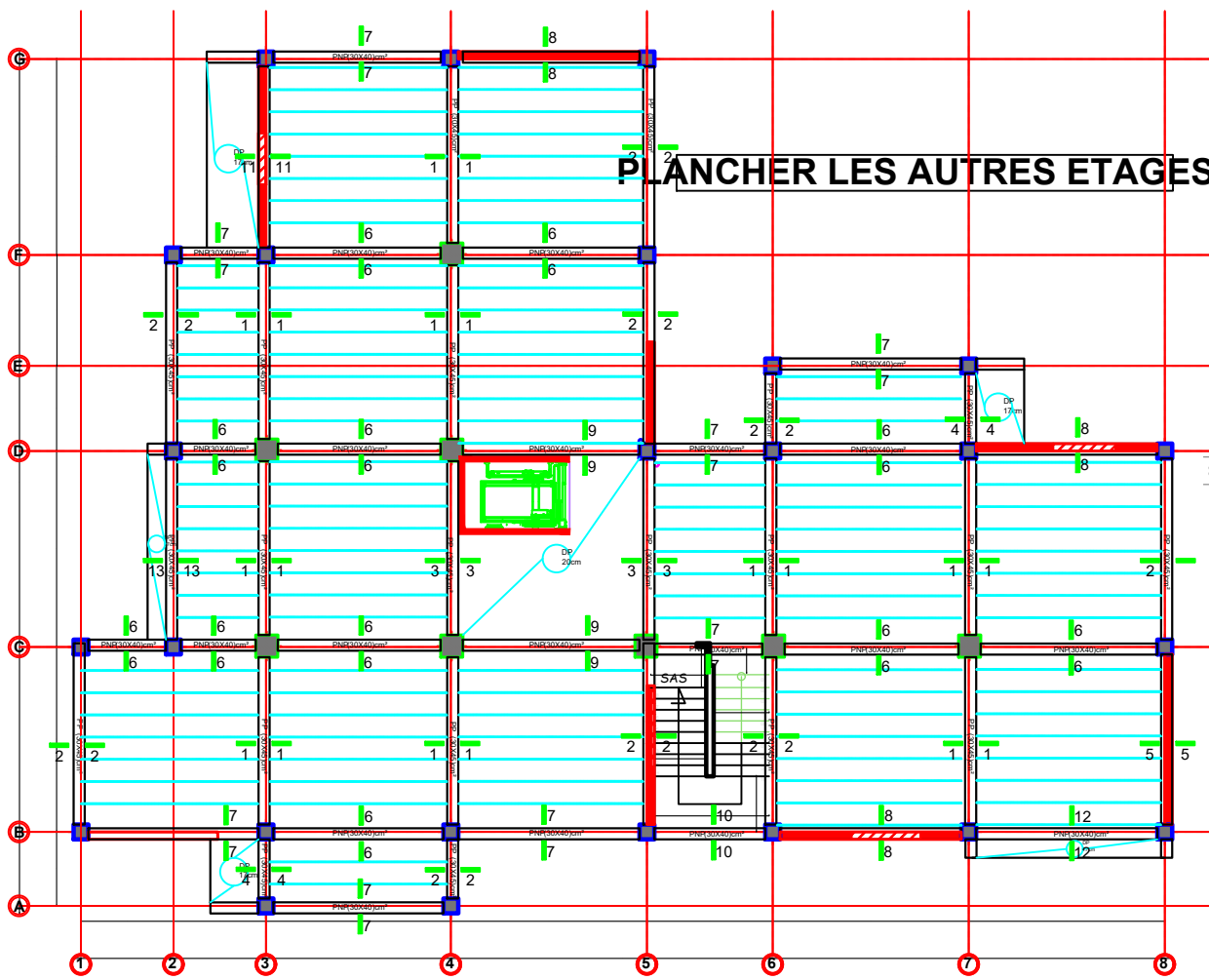


Ferrillage type dalle pleines

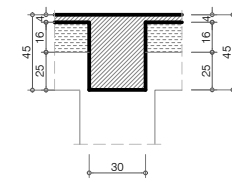


COFFRAGE PLANCHER LES AUTRE NIVEAU

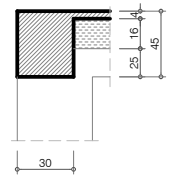
PLANCHER LES AUTRES ETAGES



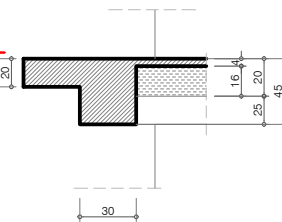
Coupe 1 - 1



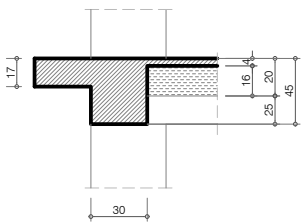
Coupe 2 - 2



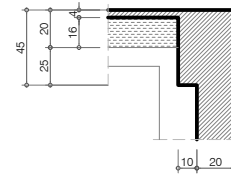
Coupe 3 - 3



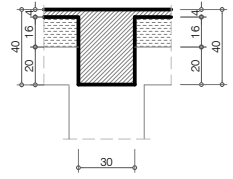
Coupe 4 - 4



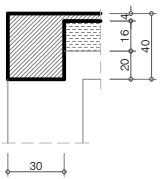
Coupe 5 - 5



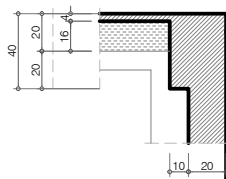
Coupe 6 - 6



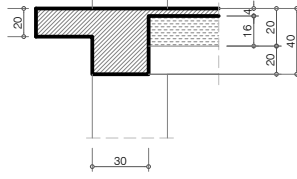
Coupe 7 - 7



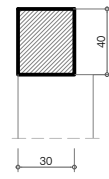
Coupe 8 - 8



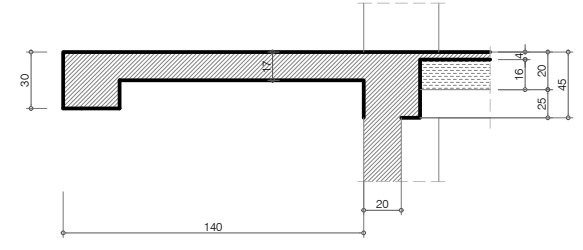
Coupe 9 - 9



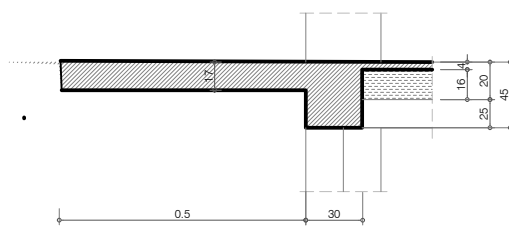
Coupe 10 - 10



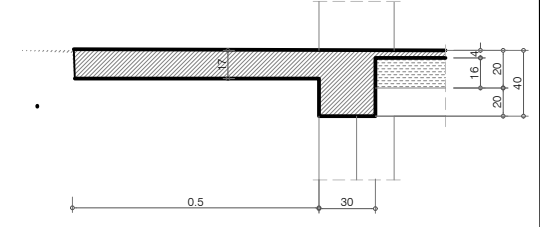
Coupe 11 - 11



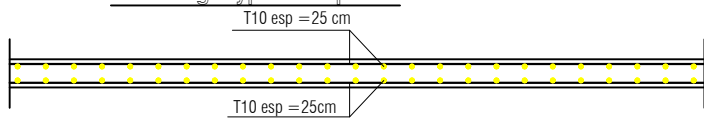
Coupe 13 - 13



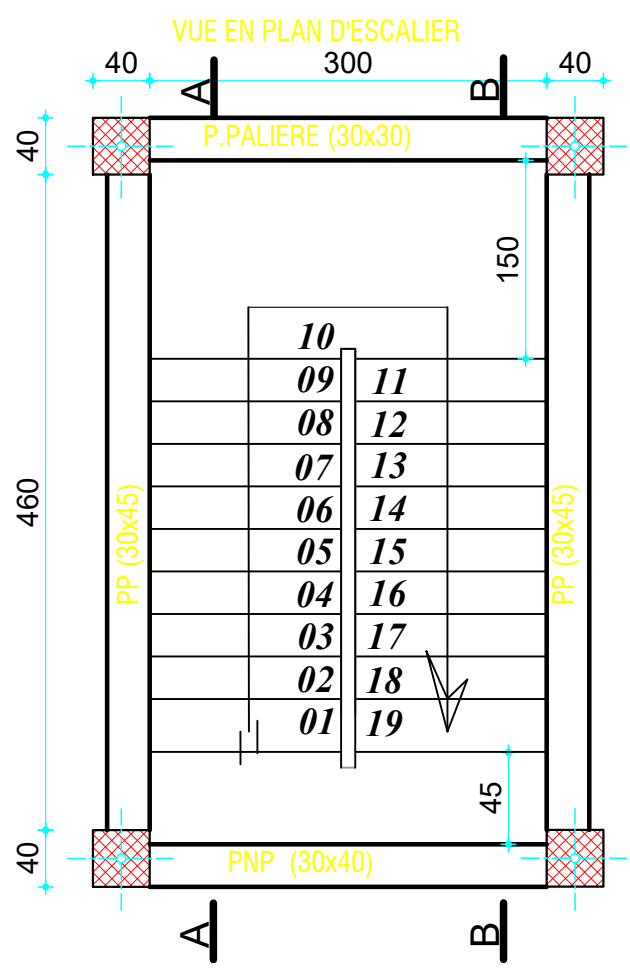
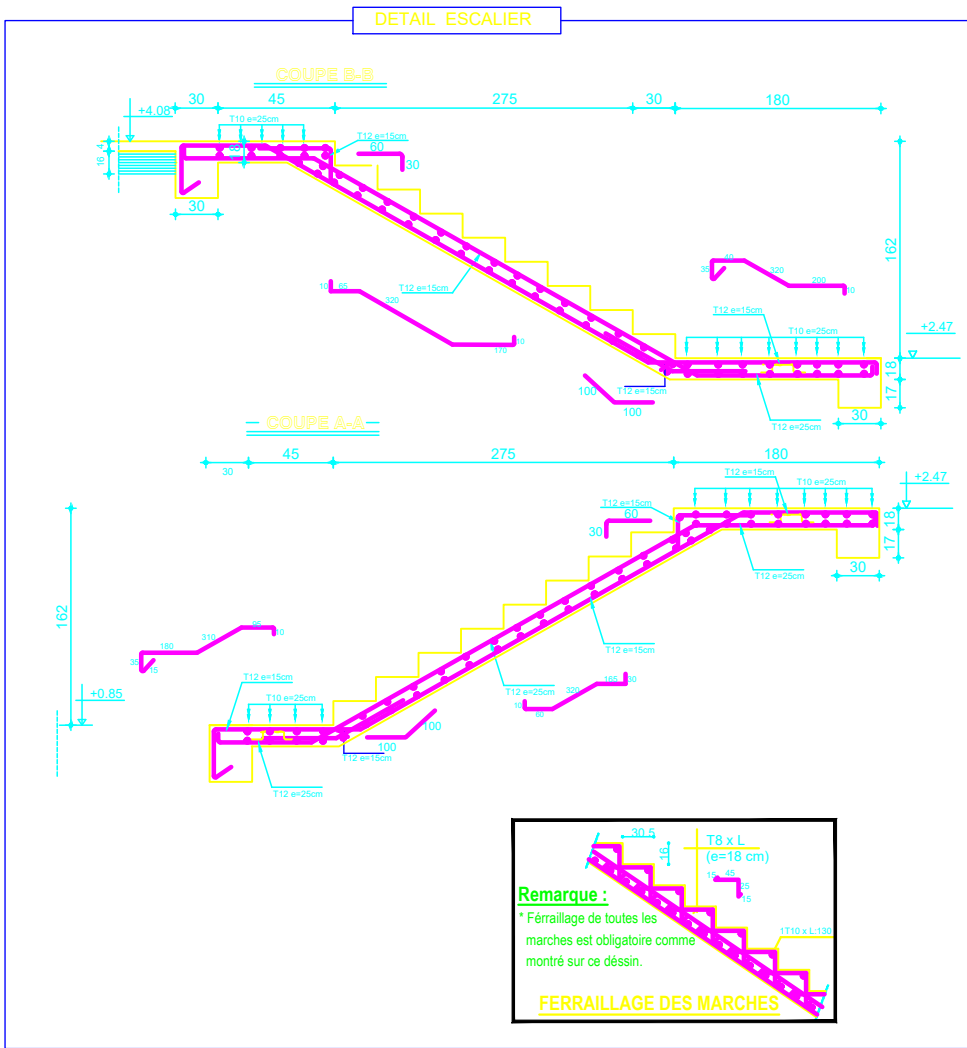
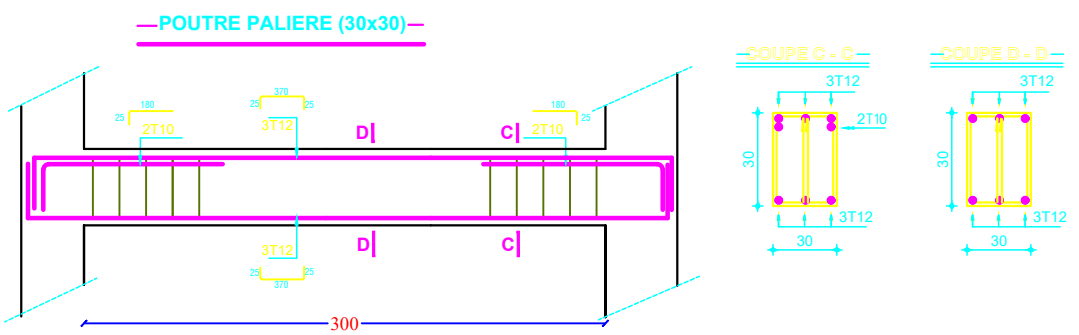
Coupe 12 - 12



Ferrillage type dalle pleine

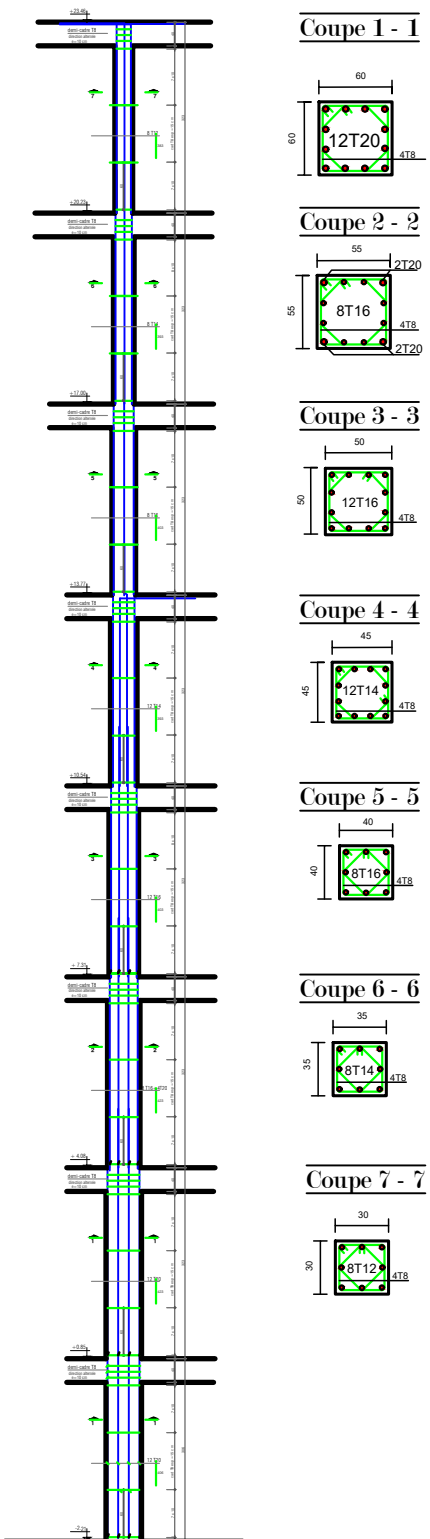


COFRAGE ET FERRAILLAGE DES ESCALIERS

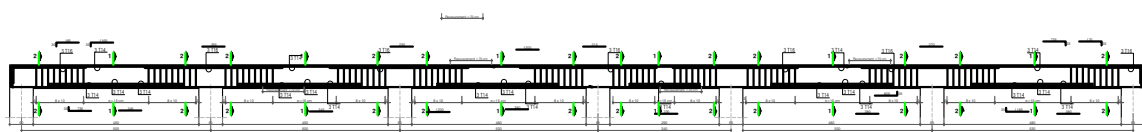


Exemple de Coffrage & Ferrailage de Poutre RDC, Poteau et Voile

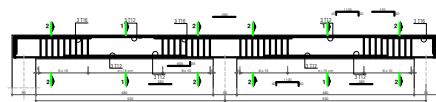
Poteau



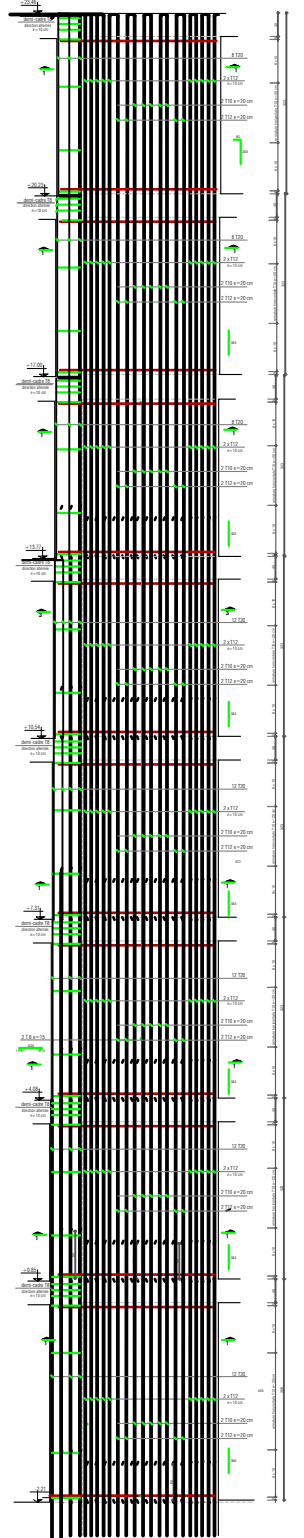
Poutre non porteuse : 30 x 40



Poutre porteuse : 30 x 45



voile



Coupe 1 - 1