



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

**Etude de la variation de la résistance
du béton sur le calcul d'une structure
en béton armé : cas d'un bâtiment R+6
pour 25MPa et 35MPa.**

Réalisé Par

M^{lle}. Dangno Fatoumata

M^{lle}. Sangaré Farima Eugénie

Encadré par

A. Boudina.

Plan : BET ARCHITECTURE
DE ZECCAR - EVOLUTION ET DESIGN

Promotion 2017-2018



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.

Dédicace

Je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donnée la santé, le courage tout au long de mes études.

Je dédie ce modeste travail, fruits de mes longues années d'études :

À mon père Dian Bo Sangaré, qui est le meilleur père dans ce monde, qui s'est toujours acquitté de son devoir de père, grâce à son encouragement, sa confiance et son soutien moral et matériel.

À ma mère Nadie Touré, celle qui est la plus chère au monde, la joie de ma vie, qui a été toujours là pour moi, qui donne un sens à mon existence, à la lumière de mes yeux en témoignage de son affection et son soutien pendant tous les durs moments que j'ai traversé,

Que Dieu garde mes parents et les protège.

À mes chères grandes Sœurs, Aminata et Magninè pour leurs soutiens et leurs encouragements et à mes petits frères Mamadou et Alassane.

À tous mes amis.

À tous mes enseignants qui durant mon parcours d'études m'ont donné le savoir et m'ont éclairée de leurs conseils.

Et à toute la promotion de l'université Khemis Miliana.

Sangaré Farima Eugenie.

Dédicace

Rien ne vaut que la reconnaissance des actes bien faits.

C'est pourquoi tout l'honneur est pour moi de dédier ce modeste 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 :

Mon père ALIOU DANGNO qui s'est toujours acquitté de son devoir de père pour ma scolarisation.

Ma mère DIANCOUMBA AMINATA qui m'a soutenu durant toute la durée de mes études.

À mes très chers frères et sœurs.

À toute ma famille sans exception.

À tous mes amis.

À La promotion 2018.

À tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Dangno Fatoumata

Résumé

الملخص:

الهدف من هذا العمل هو دراسة اختلاف مقاومة الخرسانة على حساب هيكل بناية بالخرسانية المسلحة (دراسة حالة بناية ذات R + 6 للاستخدام السكني) والتي سيتم إنجازها في ولاية عين الدفلى. تصنف هذه المنطقة على أنها متوسط الزلزالية (المنطقة IIb) طبقاً لـ RPA 99 الإصدار 2003.

يتم ضمان استقرار البناية عن طريق العارضات والاعمدة والجدران بالخرسانة المسلحة.

تم إعداد دراسة وتحليل هذا المشروع وكذلك تصميمه بواسطة البرنامج (ETABS).

إن حسابات والتحقق من ابعاد جميع عناصر المقاومة يتوافق مع القواعد المعمول بها والتي ينص عليها كل

من (BAEL91 modifier99)، و (RPA99 version 2003) وللتحقق من الابعاد استخدمنا برنامج (Socotec).

في النهاية ، دراسة عناصر البنية التحتية.

الكلمات المفتاحية: دراسة بناية ، الخرسانة المسلحة ، دراسة زلزالية ، نموذج ، الأساس.

Résumé :

Le but de ce travail est l'étude de la variation de la résistance du béton sur le calcul d'une structure en béton armée (cas d'un bâtiment R+6 à usage d'habitation) qui sera implanté dans la wilaya d'Ain Defla. Cette région est classée en moyenne sismicité (zone IIb) selon le RPA 99 version 2003.

La stabilité de l'ouvrage est assurée par les portiques et les voiles.

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies et modélisé par le logiciel (ETABS).

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

Pour la vérification du ferrailage nous avons utilisées un logiciel (Socotec).

En fin, l'étude des éléments de l'infrastructure.

Mots clés : Etude d'un bâtiment, Béton armée, étude sismique, modélisation, fondation.

Abstact :

The objective of this work is to study the difference in the strength of concrete at the expense of the reinforced concrete structure (case of R Building 6 + for residential use) to be planted in the state of Ain Defla. This zone is classified as medium seismic (zone IIb) according to RPA 99 version 2003.

The stability of the work is ensured by the gallery and the sails.

A study and analysis of this project were designed and designed by ETABS.

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistive elements are in accordance with the applicable rules which must be respected (BAEL91 modifier99, RPA99 version 2003).

To check the reinforcement, we used Socotec.

In the end, study the elements of the infrastructure.

Key words : Study of a building , Reinforced concrete , seismic study , modeling , foundation

Sommaire

Introduction générale	
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
I.1.Présentation de l'ouvrage	1
I.2.Hypothèse de calcul	1
I.3.Caractéristiques des matériaux	2
I.4.Sollicitation de calcul	6
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments structuraux	
II.1.Introduction	8
II.2.Evaluation des charges	8
II.3. Pré dimensionnement des planchers	11
II.4.Predimensionnement des voiles	15
II.5.Poteaux	17
II.6. Pré-dimensionnements des escaliers	28
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	
III.1.Introduction	32
III.2. Acrotère	32
III.3. Plancher	41
III.4.L'escalier	63
III.5.Les balcons	80
Chapitre IV : Etude sismique	
IV.1 Introduction	86
IV.2.Objectif de l'étude dynamique	86
IV.3.Methode de calcul	86
IV.4. Détermination des paramètres du spectre de réponse	86
IV.5.Détermination des paramètres des Combinaisons d'action	89
IV.6. Modélisation	89
IV.7. Poids total de la structure "W":	91
IV.8.Les données géométriques	92
IV.9. Evaluation des excentricités	94
IV.10.Résultats de calcul :	96
IV.11.Résultante des forces sismiques de calcul	100
IV.12.Calcul des déplacements	100
IV.13. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ	102
IV.14. Stabilité au renversement	103
Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants	
V.1.Introduction	106
V.2. Hypothèses	106
V. 3. Section minimales et maximales	106
V.4. Ferrailage des poteaux	106
V.5. Ferrailage des poutres	120
V.6. Ferrailage des voiles	134
Chapitre VI : Fondation	156
VI.1.Introduction	156
VI.2.Les Fondations	156
VI.3.Radier général	158
VI.4. Voile périphérique	175
Chapitre VII : Étude comparative	
Etude comparative	181
Conclusion générale	
Bibliographiques et Références	

Listes des figures.

Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.	4
Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformations du l'acier à L'ELU.	5
Figure II.1 : Exemple d'un acrotère et son schéma statique.	10
Figure II.2 : Section des poutres principales et secondaires.	13
Figure II.3: Coupe de voile en élévation.	16
Figure II.4 : Types de poteaux.	19
Figure II.5 : Schéma d'escalier.	28
Figure III.1 : Schéma de l'acrotère.	32
Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'Acrotère.	40
Figure III.3 : Corps Creux	41
Figure III.4 : Type de poutrelle	41
Figure III.5 : Ferrailage de poutrelle	42
Figure III.6 : Les dimensions de la poutrelle	45
Figure III.7: Représentation des moments au niveau de 3 travées.	46
Figure III.8 : Représentation des moments au niveau de 2 travées.	48
Figure III.9 : Section rectangulaire d'une poutrelle en flexion.	52
Figure III.10 : Ferrailage de la poutrelle	61
Figure III.11 : Disposition constructive des armatures de la table de compression	62
Figure III.12: Schéma d'un escalier	63
Figure III.13: Les types d'escaliers	63
Figure III.14 : Schémas statique d'escalier avec les charges à l'E.L.U	64
Figure III.15 : Diagramme du moment fléchissant et l'effort tranchant a l'ELU	64
Figure III.16 : Schémas statique d'escalier avec les charges à l'E.L.S	65
Figure III.17 : Diagramme du moment fléchissant et l'effort tranchant a l'ELS	65
Figure III.18 : Schéma statique de la poutre palière.	72
Figure III.19 : Diagramme des moments à l'ELU.	73
Figure III.20 : Diagramme de moment à l'ELS.	74
Figure III.21 : Ferrailage de l'escalier pour $f_{c28}=25\text{MPa}$.	76
Figure III.22 : Ferrailage de l'escalier pour $f_{c28}=35\text{MPa}$.	79
Figure III.23: Schéma du balcon.	80
Figure III.24 : Diagramme de sollicitations.	81
Figure III.25 : Schéma de ferrailage de balcon.	87
Figure IV.1 : Diagramme de spectre de réponse.	88
Figure IV.2 : disposition 1	90
Figure IV.3 : disposition 2	90
Figure IV.4: disposition 3	90
Figure IV.5 : disposition4	91
Figure IV.6 : disposition 5	91

Figure IV.7:Position finale des voiles.	92
Figure IV.8: Translation suivant y-y pour $f_{c28}=25\text{MPa}$.	97
Figure IV.9: Translation suivant x-x pour $f_{c28}=25\text{MPa}$.	97
Figure IV.10: Rotation pour $f_{c28}=25\text{MPa}$.	97
Figure IV.11: Translation suivant y-y pour $f_{c28}=35\text{MPa}$.	99
Figure IV.12: Translation suivant x-x pour $f_{c28}=35\text{MPa}$.	99
Figure IV.13: Rotation pour $f_{c28}=35\text{MPa}$.	99
Figure V.1 : Ferrailage des poteaux.	119
Figure V.2. Arrêt des barres.	130
Figure V.3 : Ferrailage des poutres porteuses	133
Figure V.4 : Ferrailage des poutres non porteuses	133
Figure V.5 : 1^{er} cas $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$	134
Figure V.6 : 2^{eme} cas $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$	135
Figure V.7 : 3^{eme} cas $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$	135
Figure V.8 : Voile v1	136
Figure V.9 : Schéma de ferrailage pour $f_{c28}=25\text{MPa}$.	139
Figure V.10: Schéma de ferrailage pour $f_{c28}=35\text{MPa}$.	139
Figure V.11. Ferrailage des linteaux pour Axe1.	148
Figure V.12. Ferrailage des linteaux pour Axe4.	154
Figure VI.1 : Semelle isolée	156
Figure VI.2 : Semelle filante	157
Figure VI.3 : Radier en béton armé	158
Figure VI.4 : Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée	161
Figure VI.5 : Contrainte sous le radier	162
Figure VI.6 : Ferrailage de la dalle du radier	168
Figure VI.7 : Ferrailage des nervures.	172
Figure .VI.8 : Ferrailage de la longrine.	174
Figure .VI.9: Evaluation des charges.	175
Figure .VI.9: Evaluation des charges.	

Liste des tableaux

Tableau I.1: Nuance et limite d'élasticité des aciers	5
Tableau II.1 : d'évaluation des charges du plancher terrasse	8
Tableau II.2 : d'évaluation des charges du plancher courant	9
Tableau II.3 : charges permanente du mur extérieur	9
Tableau II.4: charges permanente du mur intérieur	9
Tableau II.5 : d'évaluation des charges uniformément réparties des balcons	10
Tableau II.6 : d'évaluation des charges permanentes concentrées due au poids du mur de balcon.	10
Tableau. II.7 : La surcharge des différents éléments constructifs.	11
Tableau II.8 : Choix final de la section des poutres.	15
Tableau II.9 : Surcharge sur le poteau centrale.	21
Tableau II.10 : Choix de vérification des sections des poteaux.	21
Tableau II.11 : Surcharge sur le poteau d'angle.	23
Tableau II.12 : Choix de vérification des sections des poteaux.	24
Tableau II.13 : Surcharge sur le poteau de rive.	26
Tableau II.14 : Choix de vérification des sections des poteaux.	27
Tableau II.15 : Section finale adopté.	28
Tableau II.16 : Evaluation des charges permanentes de palier et paillasse.	30
Tableau III.1 : Les différentes sollicitations appliquées sur l'acrotère.	33
Tableau III.2 : Evaluation des charges au niveau du plancher	45
Tableau III.3 : Représentation du moment statique des 3 travées	46
Tableau III.4 : Représentation de l'effort tranchant des 3 travées	46
Tableau III. 5 : Valeurs du moment et l'effort tranchant pour plancher terrasse	47
Tableau III. 6 : Valeurs du moment et l'effort tranchant pour plancher courant	48
Tableau III.7 : Représentation du moment statique des 2 travées	49
Tableau III.8 : Représentation de l'effort tranchant des 2 travées	49
Tableau III. 9 : Valeurs du moment et l'effort tranchant pour plancher terrasse	50
Tableau III. 10 : Valeurs du moment et l'effort tranchant pour plancher courant	51
Tableau III.11 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée	56
Tableau III.12 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en Appui	56
Tableau III.13 : Vérification de la Condition de non fragilité	57
Tableau III.14 : Vérification de l'effort tranchant.	57
Tableau III.15 : Vérification des contraintes.	58

Tableau III.16 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche	60
Tableau III.17: combinaison des charges de l'escalier.	64
Tableau III.18: Ferrailage de la poutre palière	74
Tableau III.19: Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS .	75
Tableau III.20: Ferrailage de la poutre palière	76
Tableau III.21: Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.	77
Tableaux III.22: valeur de coefficient m en fonction de type de la dalle.	80
Tableau III.23 : les efforts internes à l'ELU et à l'ELS.	81
Tableau III.24 : Ferrailage du balcon à l'ELU.	82
Tableau IV.1 Pénalité correspondante au critère.	87
Tableau IV.2: Poids des différents niveaux.	92
Tableau IV.3: Centre de torsion des planchers.	94
Tableau IV.4:Centre de masse de chaque niveau.	94
Tableau IV.5:Les excentricités théoriques des planchers.	95
Tableau IV.6:Les excentricités accidentelles.	95
Tableau IV.7:Période et facteur de participation massique	96
Tableau IV.8:Période et facteur de participation massique	98
Tableau IV.9: comparaison entre l'effort statique et dynamique $f_{c28}=25\text{MPa}$	100
Tableau IV.10: comparaison entre l'effort statique et dynamique $f_{c28}=35\text{MPa}$	100
Tableau IV.11:Vérification des déplacements inter-étages x	101
Tableau IV.12:Vérification des déplacements inter-étages y	101
Tableau IV.13:Vérification des déplacements inter-étages x	101
Tableau IV.14:Vérification des déplacements inter-étages y	101
Tableau IV.15 : Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant le sens X	102
Tableau IV.16: Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant le sens Y	102
Tableau IV.17: Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant le sens X	103
Tableau IV.18 : Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant le sens Y	103
Tableau IV.19:Verification au renversement suivant x	103
Tableau IV.20:Verification au renversement suivant y	104
Tableau IV.21:Verification au renversement suivant x	104
Tableau IV.22:Verification au renversement suivant y	104
Tableau V.1: Sections minimales et maximales.	106
Tableau V.2: Caractéristiques du béton et de l'acier.	107
Tableau V.3. Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{\max} , M_{corr}).	108
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_{\max}, N_{corr})	108
Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux situation durable (N_{\max},M_{corr})	108
Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation durable (M_{\max}, N_{corr})	109
Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{\max}, M_{corr})	109
Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_{\max}, N_{corr})	109
Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{\max} , M_{corr})	110

Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_{max}, N_{corr})	110
Tableau V.11: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{max}, M_{corr})	110
Tableau V.12 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_{max}, N_{corr})	111
Tableau V.13 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{max}, M_{corr})	111
Tableau V.14: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{corr}, M_{max})	111
Tableau V.15 : Choix des armatures $f_{c28}=25\text{Mpa}$	112
Tableau V.16 : Choix des armatures $f_{c28}=35\text{Mpa}$	112
Tableau V.17 : Vérifications des contraintes pour les poteaux	113
Tableau V.18 : Vérifications des contraintes pour les poteaux	113
Tableau V.19 : Vérifications des contraintes pour les poteaux	113
Tableau V.20 : Vérifications des contraintes pour les poteaux	114
Tableau V.21:Vérification des poteaux sous sollicitation normales	114
Tableau V.22:Vérification des poteaux sous sollicitation normales	115
Tableau V.23. Vérification de la contrainte du cisaillement pour les poteaux	116
Tableau V.24: Vérification de la contrainte du cisaillement pour les poteaux	116
Tableau V.25 : Longueur de la zone nodale.	117
Tableau V.26 : La section des armatures transversal des poteaux.	117
Tableau V.27:Ferrailage transversale des poteaux.	118
Tableau V.28 : La section des armatures transversal des poteaux.	118
Tableau V.29:Ferrailage transversale des poteaux.	118
Tableau V.30 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable) pour $f_{c28}=25\text{MPa}$	121
Tableau V.31 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle) pour $f_{c28}=25\text{MPa}$	121
Tableau V.32 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable) pour $f_{c28}=25\text{MPa}$	121
Tableau V.33: Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle) pour $f_{c28}=25\text{MPa}$	122
Tableau V.34 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable) pour $f_{c28}=35\text{MPa}$	122
Tableau V.35: Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle) pour $f_{c28}=35\text{MPa}$	122
Tableau V.36: Ferrailage des poutres non porteuses (situation durable) pour $f_{c28}=35\text{MPa}$	123
Tableau V.37: Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle) pour $f_{c28}=35\text{MPa}$	123
Tableau V.38 : Choix des armatures pour les poutres principales pour $f_{c28}=25\text{MPa}$.	123
Tableau V.39 : Choix des armatures pour les poutres secondaires pour $f_{c28}=25\text{MPa}$.	124
Tableau V.40 : Choix des armatures pour les poutres principales pour $f_{c28}=35\text{MPa}$.	124

Tableau V.41 : Choix des armatures pour les poutres secondaires pour $f_{c28}=35\text{MPa}$.	124
Tableau V.42 : Vérification de la condition de non fragilité pour $f_{c28}=25\text{MPa}$.	125
Tableau V.43 : Vérification de la condition de non fragilité pour $f_{c28}=35\text{MPa}$.	125
Tableau V.44 : Vérification des poutres principales $f_{c28}=25\text{MPa}$.	125
Tableau V.45 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS $f_{c28}=25\text{MPa}$.	126
Tableau V.46 : Vérification des poutres principales $f_{c28}=35\text{MPa}$.	126
Tableau V.47 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS $f_{c28}=35\text{MPa}$.	127
Tableau V.48 : Vérification de la contrainte de cisaillement $f_{c28}=25\text{MPa}$.	127
Tableau V.49 : Vérification de la contrainte de cisaillement $f_{c28}=35\text{MPa}$.	128
Tableau V.50 : Calcul des armatures transversales $f_{c28}=25\text{MPa}$.	129
Tableau V.51 : Calcul des armatures transversales $f_{c28}=35\text{MPa}$.	129
Tableau V.52 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.	131
Tableau V.53 : Vérification de la flèche.	131
Tableau V.54 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.	131
Tableau V.55 : Vérification de la flèche.	132
Tableau V.56 : Les efforts internes du voile V1 (A, C, D, F).	139
Tableau V.57 : Ferrailage de Voile 1(Les armatures verticales, horizontales).	139
Tableau V.58 : Les efforts internes du voile V1 (A, C, D, F).	140
Tableau V.59 : Ferrailage de Voile 1(Les armatures verticales, horizontales).	140
Tableau VI.1 : Surface des semelles pour $f_{c28}=25\text{MPa}$.	157
Tableau VI.2 : Surface des semelles pour $f_{c28}=35\text{MPa}$.	158
Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU pour $f_{c28}=25\text{MPa}$.	163
Tableau VI.4 : Vérification des contraintes à l'ELS pour $f_{c28}=25\text{MPa}$.	163
Tableau VI.5 : Contraintes sous le radier à l'ELU pour $f_{c28}=35\text{MPa}$.	164
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes à l'ELS pour $f_{c28}=35\text{MPa}$.	164
Tableau VI.7 : Calcul des moments.	166
Tableau VI.8 : Ferrailage de la dalle.	167
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes.	168
Tableau VI.10 : Ferrailage des nervures.	169
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes.	170
Tableau VI.12 : Ferrailage de la dalle pleine.	176
Tableau VI.13 : Vérification des contraintes à l'ELS.	179

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.

A : Aire d'une section de béton.

\emptyset : Diamètre des armatures, mode propre.

ϕ : Angle de frottement.

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.

σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ_{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.

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

N_{ult} : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

T_u : Effort tranchant ultime.

T : Effort tranchant, Période.

S_t : Espacement.

λ : Elancement.

e : Epaisseur, excentricité.

F : Force concentrée.

f : Flèche.

f : Flèche admissible.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

W : Poids total de la structure.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_{ult} : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.

I : Moment d'inertie.
 f_i : Flèche due aux charges instantanées.
 f_v : Flèche due aux charges de longue durée.
 I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
 I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
 M : Moment, Masse.
 E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
 E_{vj} : Module d'élasticité différé.
 E_s : Module d'élasticité de l'acier.
 f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
 f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
 F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
 K : Coefficient de raideur de sol.
 Y : Position de l'axe neutre.
 I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène
 L_{bt} : la longueur tendue.
 A_g : Section transversale brute du voile.
 B : Surface de la section du béton
 B_r : Section réduite d'un poteau
 a : L'épaisseur du voile
 U : périmètre de la section
 C_p : Facteur de force horizontale
 g : largeur d'une marche



INTRODUCTION

GENERALE



Introduction générale

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment. On sait que le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace. Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense .

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

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

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

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

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation avec variation de la résistance du béton implantée dans une zone de sismicité moyenne, comportant un RDC et 6 étages réalisé à Miliana dans la wilaya D'Ain Defla. Ce mémoire est constitué de sept chapitres

- Le Premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).
- Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ETABS.
- Le calcul des ferraillements des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel ETABS est présenté dans le 5^{ème} chapitre.
- Le 6^{ème} chapitre portera sur l'étude des fondations.
- Pour le dernier chapitre on fera une petite comparaison entre les deux résistances caractéristiques suivie d'une conclusion générale et une liste des références bibliographiques utilisées.



Chapitre I

Présentation de l'ouvrage



Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

I.1.Présentation de l'ouvrage:

Ce projet consiste à étudier la variation de la résistance du béton sur le calcul d'un bâtiment (**R+6**) à usage d'habitation comportant 68 logements. L'ouvrage est classé dans le « **groupe d'usage 2** » et implanté à Miliana, située en **zone IIb**, de sismicité moyenne, selon le règlement parasismique algérien RPA99/version2003.

I.1.1. Caractéristiques géométriques:

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan, de dimensions suivantes:

- Hauteur des étages courants 3.06m.
- Hauteur du rez -de chaussée 4.08 m.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère.....22.44m
- Longueur totale du bâtiment en plan19m
- Largeur totale du bâtiment en plan11.40m.

I.1.2. Description de l'ossature :

Conception structurale:

L'ouvrage considéré est en ossature mixte constituée de portiques auto-stables en béton armé et de voiles de contreventement dans les deux directions.

Plancher:

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

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

Escaliers:

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et un palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

Maçonneries:

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

L'acrotère:

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm d'hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

Terrasse:

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

I.2.Hypothèse de calcul:

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

I.2.1.Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) :

Basé sur la théorie des états limites.

- ❖ **Etats limites ultimes (ELU)** : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

Hypothèses:

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
 - Il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
 - Le béton tendu est négligé dans les calculs.
 - L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).
- ❖ **Etats limites de service (ELS)** : constituent les frontières au delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :
- Ouverture des fissures.
 - Déformation des éléments porteurs.
 - Compression dans le béton.

Hypothèses:

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $n=15$).

Le RPA99/version2003 (Règles Parasismiques Algériennes) : c'est le code de calcul.

I.3. Caractéristiques des matériaux :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I.3.1. Béton :

Le béton est un mélange composé de ciment, de gravier, de sable et d'eau, en proportions déterminées, il peut être utilisé en grand masse, mais il est le plus souvent associé à l'acier donnant ce qu'on appelle « béton armé », car en général, le béton seul résiste mal à la traction et se fissure dans les zones tendues par les sollicitations résultantes du poids propre et de l'application des charges d'exploitation.

a) Ciment: Le CEM est le liant le plus couramment utilisé, il sert à assurer une bonne liaison de granulats entre eux

b) Granulats : Deux types de granulats participent dans la constitution du béton :

- Sable de dimension ($0 \leq D_s \leq 8$) mm
- Gravier de dimension ($8 \leq D_g \leq 25$) mm

c) **Eau de gâchage:** elle met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire aux caractéristiques mécaniques du béton.

d) **Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:**

Résistance du béton:

• **Résistance du béton à la compression :**

La résistance à la compression d'un béton à un âge de «j» jours est mesurée en écrasant par compression axiale des révolutions de 200 cm² de section et une hauteur h = 32 cm.

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge, et

défini suivant le dosage du ciment (Kg/m³) elle est notée : $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 35 \text{ MPa} \end{cases}$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c25}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c25}}{1.4 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour : } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

• **Résistance à la traction:**

Elle est représentée par f_{t28} , elle peut être déterminée par plusieurs essais:

Traction directe.

Traction par flexion.

La résistance à la traction du béton à «j» jour est définie conventionnellement par la relation:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad (\text{MPa})$$

Donc, on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{tj} = 2.1 \text{ MPa}$

$f_{c28} = 35 \text{ MPa} \Rightarrow f_{tj} = 2.7 \text{ MPa}$

Les contraintes limites :

En limitant les contraintes à (résistance de compression ultime), et en tenant compte des coefficients de sécurité sur les matériaux, on a :

• **Etat limite ultime:**

La contrainte ultime du béton en compression:

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b = 1.5$ Sollicitations durables.

$\gamma_b = 1.15$ Sollicitations durables.

$\Theta = 1$ la durée > 24 h

$\Theta = 0,9$ la durée est comprise entre 1h et 24h

$\Theta = 0,85$ la durée < 1h

La masse volumique du béton est de : $\rho = 2500 \text{ Kg/cm}^3$

Le coefficient de minoration 0,85 : pour couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

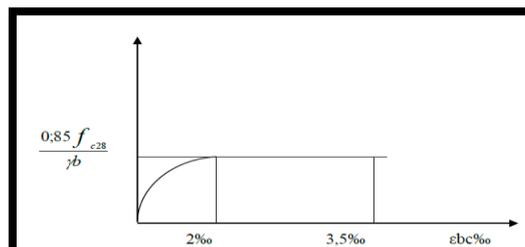


Figure I.1 : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

- **Etat limite de service:**

La contrainte limite de service est:

$$\sigma_b^- = 0.6 \times f_{c28} \text{ (MPa)}$$

La contrainte ultime de cisaillement est donnée par la formule suivante

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d}$$

Avec :

V_u = l'effort tranchant ultime agissant sur la section cisailée.

b_0 = largeur de la section.

d = hauteur utile de la poutre

On vérifie par suite que:

Si la fissuration est peu nuisible

$$\tau_u \leq \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

Si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable

$$\tau_u \leq \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

Module de déformation longitudinale :

Il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou d'une courte durée.

- **Module de déformation longitudinale instantanée :**

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

- **Module de déformation longitudinale différée :**

Pour des charges de longue durée d'application:

$$E_{vj} = \frac{11000}{3} \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Coefficient de poisson:

Le coefficient de poisson est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$\mu = 0$ aux états limites ultimes (béton fissuré).

$\mu = 0,2$ aux états limites de services (béton non fissuré).

Retrait:

Le béton subit des variations dimensionnelles spontanées tout le long de son durcissement, la diminution des dimensions initiales est dite le retrait.

Fluage:

Le fluage est un phénomène de déformation, sous charge indéfiniment appliquée.

I.3.2. Acier:

Les caractéristiques de l'acier utilisé sont:

- Module d'élasticité : $E = 2 \times 10^5$ MPa.
- Limite d'élasticité selon le type.

Les aciers utilisés en béton se distinguent d'après leurs nuances selon le (BAEL 91 R 99).

Tableau I.1: Nuance et limite d'élasticité des aciers.

		Désignation (nuance)	Limite d'élasticité Fer (MPa)
Type d'aciers	Ronds lisses	FeE 235	235
	Barres à haute adhérence	FeE 400/500	400/500

Les aciers qu'on a utilisés sont:

- Ronds lisses FeE400 pour les armatures transversales.
- Aciers à haute adhérence « H.A » pour les armatures longitudinales.
- Treilles soudés (150x150mm²).

Les Contraintes limites :

- **Etat limite ultime:**

La contrainte de l'acier:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots \dots \dots (1)$$

Le coefficient de sécurité de l'acier est :

$\gamma_s = 1$ Situation accidentelle.

$\gamma_s = 1.15$ Situation durable.

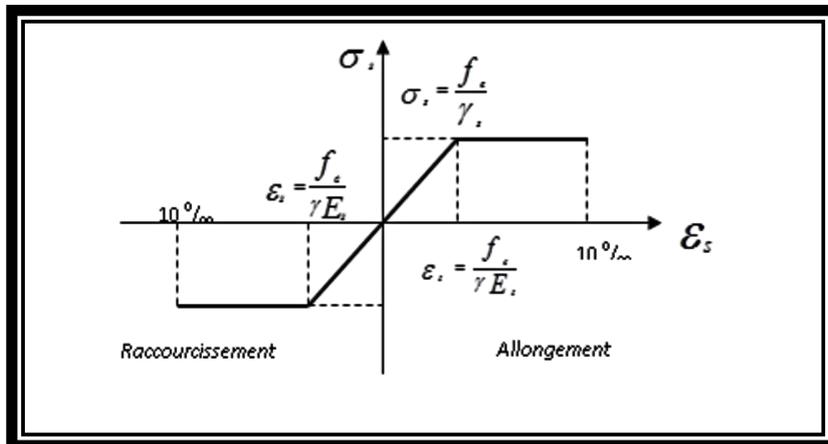


Figure I.2 : Diagramme contrainte-déformation d'acier à l'ELU.

-La déformation de l'acier :

$$\epsilon_s = \frac{f_e}{E_s \gamma_s} \dots \dots \dots (2)$$

Avec :

- ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L} \dots \dots \dots (3)$

- **Etat limite de service:**

Fissuration peu nuisible: pas de vérification à faire.

Fissuration préjudiciable : $\sigma^-_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$

Fissuration très préjudiciable : $\sigma^-_s = 0.8 \xi$

Avec :

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers a HR.

I.4.Sollicitation de calcul :

❖ Généralité :

Les justifications produites doivent montrer pour les divers éléments d'une structure et pour l'ensemble de celle-ci, que les sollicitations de calcul définies dans les sous articles qui suivent ne provoquent pas le phénomène que l'on veut éviter.

Dans ce qui suit on désigne par :

G_{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables ;

G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorables ;

Q_1 : une action variable dite de base ;

Q_i : les autres actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$).

Les coefficients ψ_1, ψ_2, ψ_3 sont fixés par les textes en vigueur ou par les documents particuliers du marché.

❖ Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance :

Les sollicitations à considérer résultent des combinaisons d'actions ci-après dont on retient les plus défavorables.

• Combinaisons fondamentales :

Lors des situations durables ou transitoires il y a lieu de considérer :

$$S_D = 1.35 \times G_{max} + G_{min} + \gamma_{Qi} \times Q_1 + \sum 1.3 \times \psi_{Qi} \times Q_i$$

Avec :

G_{max} : L'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : L'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Une action variable dite de base.

Q_i : Autres actions variables dites d'accompagnement.

$\gamma_{Qi} = 1,5$ dans le cas général.

$$\psi_{Qi} = 0.3 \div 0.6$$

• Combinaisons accidentelles :

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{Qi} Q_i$$

Avec:

F_A : valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

❖ Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites de service :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après, dites combinaisons rares :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$



Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments structuraux



II.1.Introduction:

L'évaluation des différentes sections et épaisseurs des éléments de notre structure : (poutres, poteaux, voile, escalier, planchers, balcon) passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Le pré dimensionnement des éléments porteurs est une étape très importante dans un projet de génie civil.

Pour assurer une bonne tenue et une stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

Sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

Sollicitations horizontales :

Dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré dimensionnement sera fait selon des formules empiriques utilisées par les règlements, notamment qui mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles **B.A.E.L** 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003.

II.2.Evaluation des charges :

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont : [5]

Les charges permanentes (G).

Les surcharges d'exploitation (Q).

II.2.1.Charges permanentes :

II.2.1.1.Plancher terrasse :

Tableau II.1 : d'évaluation des charges du plancher terrasse.

Numéro	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Protection d'étanchéité en gravillon	0.04	20	0.8
02	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
03	Forme de pente	0.12	22	2.64
04	Isolation thermique	0.04	4	0.16
05	Dalle de compression +corps creux	0.04+0.16	/	2.8
06	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Total				6.72 KN/m ²

Tableau II.2 : d'évaluation des charges du plancher courant.

Numéro	Matériaux	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Carrelage	0.02	20	0.4
02	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Lit de sable	0.03	18	0.54
04	Plancher (16+4)		-	2.80
05	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
06	Cloison de distribution	0.1	/	1
Total				5.34 KN/m ²

II.2.1.2. Maçonnerie :

a. Mur extérieur :

Tableau II.3 : charges permanente du mur extérieur.

Numéro	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Enduit extérieur en ciment	0.02	18	0.36
02	Briques creuses	0.15	9	1.35
03	Briques creuses	0.10	9	0.9
04	Lame d'air	0.05	-	-
05	Enduit en plâtre intérieur	0.02	10	0.2
Total				2.81KN/m ²

b. Mur intérieur :

Tableau II.4: charges permanente du mur intérieur.

Numéro	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Enduit en plâtre (e = 4cm)	0.04	10	0.4
02	Briques creuses(e = 10cm)	0.10	9	0.9
Total				1.30 KN/m ²

Remarque:

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes (90%G).

Murs avec fenêtres (80%G).

Murs avec portes et fenêtres (70%G).

II.2.1.3 .Charges uniformément réparties des balcons :

Tableau II.5 : d'évaluation des charges uniformément réparties des balcons.

Numéro	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Revêtement carrelage	2	20	0.4
02	Mortier de pose	2	20	0.4
03	Lit de sable	2	-	0.36
04	Dalle en béton armé	12	25	3
05	Enduit en ciment	2	18	0.36
Total				4.52 KN/m ²

II.2.1.4. La Charge permanente concentrée due au poids propre du mur de balcon :

Tableau II.6 : d'évaluation des charges permanentes concentrées due au poids du mur de balcon.

Numéro	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Brique creuse	10x15	9	2.2
02	Enduit en ciment	2x2	18	0.72
Total				2.92 KN/m ²

L'acrotère

$$S = (0.02 \times 0.2) / (2) + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0,069 \text{ m}^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = S \times \rho = 0,069 \times 25 = 1,725 \text{ KN/ml.}$$

Revêtement en ciment : (e=2cm ; ρ=18 kN/m³)

$$G = S \times \rho = (0,10 + (0,60 \times 2)) \times 0,02 \times 18 = 0,468 \text{ KN/ML}$$

$$G = 2,193 \text{ kN/ml}$$

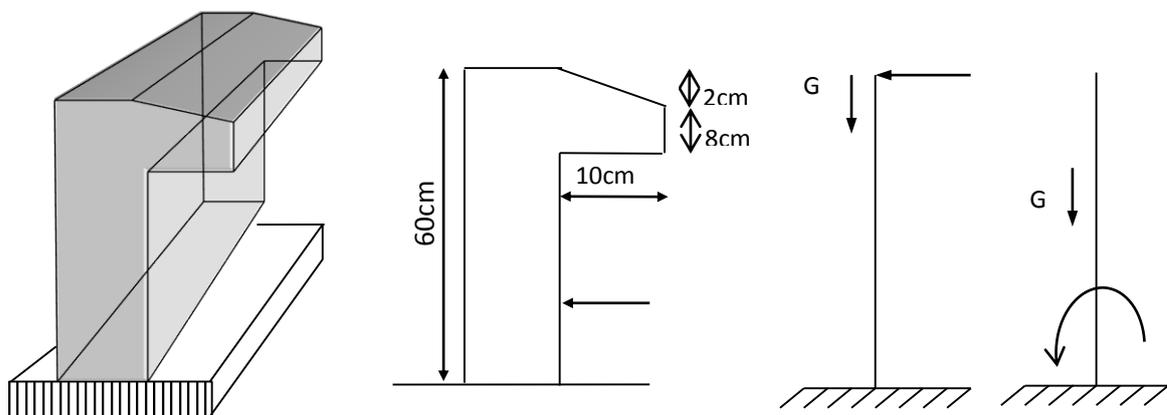


Figure II.1 : Exemple d'un acrotère et son schéma statique.

II.2.2. Surcharges d'exploitation :

Le tableau ci-après récapitule les différentes surcharges du différent élément de construction.

Tableau II.7 : La surcharge des différents éléments constructifs.

Eléments	Surcharges (KN/m ²)
Plancher terrasse	1,0
Plancher courant	1,5
Escalier	2,5
Balcon	3,5
Acrotère	1,0

II.3. Pré dimensionnement des planchers :

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance. Plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation parce que le choix de ce type répond aux conditions suivantes:

Facilité et rapidité d'exécution.

Economie du coffrage et main d'œuvre.

Plus légère que la dalle pleine.

Une très bonne isolation phonique.

Résistance au feu.

II.3.1. Dalle en corps creux :

L'épaisseur des dalles (plancher) dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance suivantes :

a) Résistance au feu:

En matière de protection incendie, on distingue 3 notions :

- la résistance mécanique appelée stabilité au feu,
- l'étanchéité aux flammes appelée pare flammes,
- l'isolation thermique appelée coupe-feu.

Les éléments de structures des constructions sont classés suivant leur résistance au feu, en fonction de leurs capacités à conserver leur rôle mécanique et à protéger les personnes.

$e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe de feu.

$e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17.5 \text{ cm}$ Pour une coupe-feu de quatre heures.

On admet: $e = 17.5 \text{ cm}$

b) Résistance à la flexion:

On a: $L = 4.10 - 0.30 = 3.80 \text{ cm}$

Dalle reposante sur deux appuis : $L_x/25 < e < L_x/20$

Dalle reposante sur trois ou quatre appuis : $L_x/50 < e < L_x/40$

L_x : est la petite portée de panneau le plus sollicité égale : $L_x = 3.80 \text{ cm}$

e : Épaisseur de plancher

Donc on a : $7.6 < e < 9.50 \rightarrow$ donc on prend : $e = 10 \text{ cm}$

c) Condition de flèche :

$$\frac{L_x}{25} < e < \frac{L_x}{20}$$

$$L_x = 380 \text{ cm} \rightarrow 15.2 \leq e \leq 19$$

On prend : $e = 16 \text{ cm}$

d) Isolation phonique:

On distingue deux types de bruits :

- les bruits aériens : ils se transmettent dans l'air et leur transmission par une paroi satisfait à la loi de masse, plus un matériau est lourd, plus il isole du bruit aérien.

- les bruits d'impacts : ils se transmettent par les éléments de construction et sont minimisés par désolidarisation du revêtement de sol de la structure (planchers flottants) ou utilisation d'un revêtement de sol absorbant (moquette).

Le plancher permet de dissimuler les canalisations d'eau, de gaz et les câbles électriques. Il est aussi possible de réaliser des planchers chauffants, par mise en place dans la dalle avant coulage, d'un circuit de canalisation (alimenté par eau chaude). Ce système est plus souvent incorporé dans une chape effectuée par la suite au-dessus du plancher.

e) Formule empirique :

Pour les planchers à corps creux, l'épaisseur est conditionnée par :

$$e \geq \frac{L}{22.5}$$

L: Plus grande portée dans le sens considéré

$$e \geq \frac{L}{22.5} = 18.22 \text{ cm}$$

Conclusion:

$$e = (16+4) \text{ cm}$$

ht = 16cm Hauteur de corps creux.

ho = 4 cm Hauteur de la dalle de compression

II.3.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments horizontaux très susceptibles qui transmettent aux poteaux les efforts verticaux (charges verticales ramenées par les planchers).

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments de section rectangulaire en béton armé. On utilise ce type de poutres dans cette structure pour la facilité de fabrication et de mise en œuvre.

On a deux types de poutres :

- ✓ Poutres principales.
- ✓ Poutres secondaires.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91 et vérifiées par la suite selon le RPA99 (v2003)**.

On calcule la hauteur et la largeur de la poutre par les étapes suivantes :

$$\text{Hauteur : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{Largeur : } 0.3h \leq b \leq 0.7h$$

Avec :

L: La longueur de la poutre (entre nus des appuis).

h: Hauteur de la poutre.

b: Largeur de la poutre.

II.3.2.1. Pré dimensionnements des poutres principales (porteuses):

Les poutres principales reçoivent les charges transmises par les solives (poutrelles) et les répartie aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

D’après le BAEL91:

$L/15 \leq h_t \leq L/10$ h_t : hauteur de la poutre.

$0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$ b : largeur de la poutre.

Avec :

L : portée maximale de poutre.

Nous avons : L= 3,80 m.

$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 25.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 38 \text{ cm}$ On prend $h=40\text{cm}$

$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}.$

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

Les dimensions des poutres doivent respecter l’article : 7.5.1 de RPA 99 suivant :

$b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.

$h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.

$h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.33 < 4$ vérifie.

II.3.2.2. Pré dimensionnements Poutres secondaires (non porteuses):

D’après le BAEL91:

$L/15 \leq h_t \leq L/10$ h_t : hauteur de la poutre.

$0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$ b : largeur de la poutre.

Avec : L : portée maximale de poutre.

Nous avons : L= 3.80m.

$L/15 \leq h_t \leq L/10 \Rightarrow 25.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 38 \text{ cm}$ On prend $h=35\text{cm}$ 35

$10.5\text{cm} \leq b \leq 24.5\text{cm}$ On prend $b=30\text{cm}$

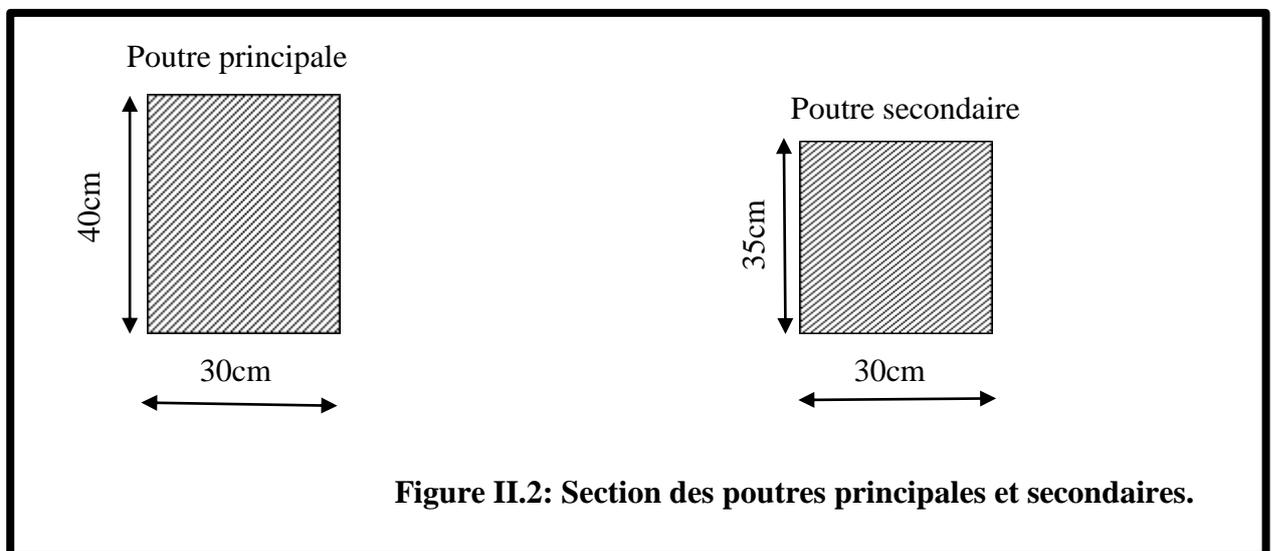
Les dimensions des poutres doivent respecter l’article : 7.5.1 de RPA 99 suivant :

$b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.

$h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 35\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.

$h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.6 < 4$ vérifie.

30



II.3.2.3. Vérification de la flèche:

Nous devons vérifier que : $F_{max} \leq \bar{F}$

$F_{max} \leq L/500$ Si la portée L est au plus égale à 5m.

$F_{max} \leq (L/1000) + 0.5$ Si la portée L est supérieur à 5 m.

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

$$f_0 = (5 q L^4 / 384 E I)$$

$$F_{max} = 0,8 f_0$$

Avec :

F_{max} : Flèche maximale de la poutre.

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la section de la poutre.

q : charge uniformément répartie déterminé à L ELS.

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section $I = b h^3 / 12$

❖ **Le plancher terrasse**

Pour $f_{c28}=25Mpa$

Poutre principale

L = 3.80 m

$F_{max} \leq (L/500) = 0.76 \text{ cm.}$ $E=10818.865 \text{ N/mm}^2$ $I=1.610^9 \text{ mm}^4$

Charge permanent $G=6.72 \text{ KN/m}^2$.

Charge d'exploitation $Q=1 \text{ KN/m}^2$.

$$q = G + Q = [(6.72 \times 1.9) + (25 \times 0.3 \times 0.4) + 1.725 + (2.92 \times 1)] + [(1 \times 1.9) + (3.50 \times 1)] = 25.813 \text{ KN/ml}$$

$F_{max}=0.8 \times 0.404 = 0.32 \text{ cm} \leq (L/500) = 0.76 \text{ cm.}$. Donc la condition vérifie

Poutre secondaire:

L = 3.8m

$F=L/500 = 0.76 \text{ cm.}$. $E=10818.865 \text{ N/mm}^2$ $I=1.0710^9 \text{ mm}^4$

$q = G = [1.725 + (25 \times 0.30 \times 0.35)] = 4.36 \text{ kN/ml.}$

$F_{max}=0.8 \times 0.1022 = 0.082 \text{ cm} \leq (L/500) = 0.76 \text{ cm.}$ Donc la condition vérifie

Pour $f_{c28}=35Mpa$

$F_{max} \leq \bar{F} = (L/500)$

Poutre principale :

L = 3.80 m

$F_{max} \leq (L/500) = 0.76 \text{ cm.}$ $E=12102.945 \text{ N/mm}^2$ $I=1.610^9 \text{ mm}^4$

$$q = G + Q = [(6.72 \times 1.9) + (25 \times 0.3 \times 0.4) + 1.725 + (2.92 \times 1)] + [(1 \times 1.9) + (3.50 \times 1)] = 25.813 \text{ KN/ml}$$

$F_{max}=0.8 \times 0.362 = 0.289 \text{ cm} \geq (L/500) = 0.76 \text{ cm.}$. Donc la condition vérifie

Poutre secondaire:

L = 3.8m

$F=L/500 = 0.76 \text{ cm.}$. $E=12102.95 \text{ N/mm}^2$ $I=1.07.10^9 \text{ mm}^4$

$q = G = [1.725 + (25 \times 0.30 \times 0.35)] = 4.36 \text{ kN/ml.}$

$F_{max}=0.8 \times 0.914 = 0.73cm \leq (L/500) = 0.76cm$. Donc la condition vérifie

❖ **Le plancher courant**

Pour $f_{c28}=25Mpa$

Poutre principale :

$L = 3.80 \text{ m}$

$F_{max} \leq (L/500) = 0.76 \text{ cm}$. $E=10818.865 \text{ N/mm}^2$ $I=1.610^9mm^4$

Charge permanent $G=5.34KN/m^2$.

Charge d'exploitation $Q=1 \text{ KN/m}^2$.

$$q = G + Q = [(5.34 \times 1.9) + (25 \times 0.30 \times 0.4) + (2.81 \times 1) + (2.92 \times 1)] + [(1 \times 1.9) + (3.50 \times 1)] = 24.28KN/ml$$

$F_{max}=0.8 \times 0.38 = 0.304cm \leq (L/500) = 0.76 \text{ cm}$. . Donc la condition vérifie

Poutre secondaire:

$L = 3.8m$

$F=L/500 =0.76 \text{ cm}$. $E=10818.865 \text{ N/mm}^2$ $I=1.0710^9mm^4$

$$q = G = [2.81 + (25 \times 0.30 \times 0.35)] = 5.435KN/ml$$

$F_{max}=0.8 \times 0.127 = 0.101cm \leq (L/500) = 0.76cm$. Donc la condition vérifie.

Pour $f_{c28}=35Mpa$

Poutre principale :

$L = 3.80 \text{ m}$

$F_{max} \leq (L/500) = 0.76 \text{ cm}$. $E=12102.945 \text{ N/mm}^2$ $I=1.610^9mm^4$

$$q = G + Q = [(5.34 \times 1.9) + (25 \times 0.30 \times 0.4) + (2.81 \times 1) + (2.92 \times 1)] + [(1 \times 1.9) + (350 \times 1)] = 24.28KN/ml$$

$F_{max}=0.8 \times 0.34 = 0.27cm \geq (L/500) = 0.76cm$. . Donc la condition vérifie

Poutre secondaire:

$L = 3.8 \text{ m}$

$F=L/500 =0.76 \text{ cm}$. $E=12102.945 \text{ N/mm}^2$ $I=1.07.10^9 \text{ mm}^4$

$$q = G = [2.81 + (25 \times 0.3 \times 0.3)] = 5.06Kg/ml$$

$F_{max}=0.8 \times 0.168 = 0.14cm \leq (L/500) = 0.76cm$. Donc la condition vérifie

Tableau II.8 : Choix final de la section des poutres.

Résistance caractéristique a la compression	Poutre principale (cm)	Poutre secondaire (cm)
$F_{c28}=25MPa$	30x40	30x35
$F_{c28}=35MPa$	30x40	30x35

D'où la résistance à la compression du béton n'a pas d'effet sur la section.

II.4.Predimensionnement des voiles:

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de RPA 99.

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.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le RPA 99 article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: ($L \geq 4e$). Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

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

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant à l'article 7.7.1 de RPA99 :

$$e_{\min} = 15\text{cm.}$$

A partir de la hauteur d'étage $h_{RDC} = 4,08$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 16,32 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 18,54 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 20,4\text{cm}$$

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

$$e \geq \max (15; 16,32; 18,54; 20,4)$$

$$e \geq 20,4 \text{ cm} \quad \text{on adopte que :} \quad e=20\text{cm}$$

A la hauteur d'étage $h_c = 3,06$ m et de condition de rigidité aux extrémités suivantes :

$$e \geq h/25 \quad \Rightarrow \quad e \geq 12,24 \text{ cm}$$

$$e \geq h/22 \quad \Rightarrow \quad e \geq 13,90 \text{ cm}$$

$$e \geq h/20 \quad \Rightarrow \quad e \geq 15,3\text{cm}$$

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

$$e \geq \max (15; 12,24; 13,90; 15,3)$$

$$e \geq 15,3 \text{ cm} \quad \text{on adopte que :} \quad e=16 \text{ cm}$$

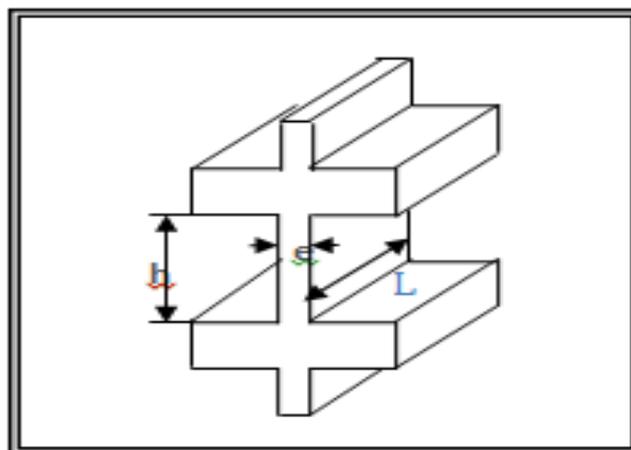


Figure II.3: Coupe de voile en élévation.

II.5.Poteaux :

II.5.1.Pré dimensionnement des poteaux :

Les étapes de pré dimensionnement :

Les poteaux sont Pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c'est-à-dire un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle. On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Pour cela on suit les étapes suivantes :

- Détermination des charges et surcharges qui reviennent à chaque type de poteau.
- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Vérification de la section à l'ELS.
- La section du poteau est calculée aux états limites ultimes vis-à-vis de la compression du béton selon le **BAEL 91**.

La section du poteau obtenu doit vérifier les conditions minimales imposées par le RPA99 (Article : 7.4.1)

En zone IIb les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$
- $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20$
- $1/4 < a / b < 4$

Avec (a, b) : dimension de la section.

h_e : hauteur d'étage.

Nous optons pour des poteaux carrés ($a=b$)

Les charges permanentes : on fait la descente des charges du plancher terrasse jusqu'au RDC, on majore de 10% la charge permanente pour tenir compte des poids propres des poteaux et des poutres.

Les charges d'exploitation : comme il est rare que toutes les charges d'exploitations agissant simultanément, on applique la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5 Q (Q : charge d'exploitation).

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple suivant la formule :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{BAEL (article B.8.4.1)}$$

Avec :

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

α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

λ : élancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

l_f : longueur de flambement ;

i : rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité

et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.

B : surface de la section du béton (B=a x b).

γ_b : coefficient de sécurité pour le béton.

$\gamma_b=1,50$situation durable.

γ_s : coefficient de sécurité pour l'acier.

$\gamma_s=1,15$situation durable.

f_e : limite élastique de l'acier ($f_e=400MPa$).

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28}=25MPa$).

A_s : section d'acier comprimée.

Br : section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie (Br= (a-0,02) (b-0,02)) [m²].

Selon le « **BAEL91modifié 99** »

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,60(50 / \lambda)^2 \dots\dots\dots si 50 < \lambda < 70. \\ \alpha = \frac{0,85}{(1 + 0,2(\lambda / 35)^2)} \dots\dots\dots si \lambda \leq 50. \end{array} \right.$$

BAEL (article B.8.4.1)

Pour les poteaux carrés, il est préférable de prendre

$$\alpha = 0,85/(1+0,2 \times 1) = 0,708.$$

$$\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$$

On tire de l'équation (1) la valeur de Br :

Pour $f_{c28} = 25MPa$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 0,9\%$

Selon article RPA (7.4.2.1)

$$\text{Donc: } Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,065N_u$$

AN: $Br \geq 6,5N_u$ (N_u en tonnes et B_r en cm²)

Pour $f_{c28} = 35MPa$

$$\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 0,9\%$

Selon article RPA (7.4.2.1)

Donc:

$$Br \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \frac{f_e}{\gamma_s} \right)} = 0,048N_u$$

$$Br \geq 4,8N_u$$

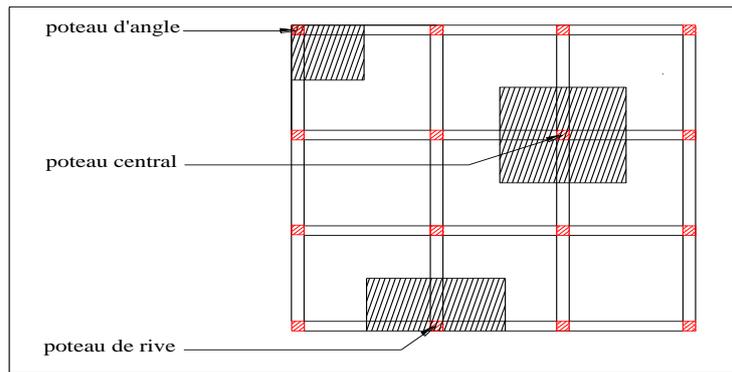


Figure II.4: Types de poteaux.

Nous avons trois types de poteaux

➤ **Calcul des Efforts normaux:**

Les Charges permanentes due au poids propre : NG

Les charges d'exploitations :(lois de dégression).

I. Le Poteau centrale :

Il se trouve au niveau de l'axe C-2.

A. Charge permanente :

1. Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

$$S = (2.05 + 1.8) \times (2.05 + 1.65)$$

$$S = 14.245 \text{ m}^2$$

2. calcul du poids propre revenant au poteau :

Plancher terrasse 6eme étage :

Plancher terrasse: $G_{pc} = 14.245 \times 6.72$

$$G_{pc} = 95.72 \text{ KN}$$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.4 \times 25 \times 3.85$

$$G_{pp} = 11.55 \text{ KN}$$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (3.7 - 0.3)$

$$G_{ps} = 8.93 \text{ KN}$$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times (3.06 - 0.40)$

$$G_{ppp} = 5.99 \text{ KN}$$

$$G_6 = 122.19 \text{ KN}$$

Plancher courant de 5 étages:

Plancher courant : $G_{pc} = 14.245 \times 5.34$

$$G_{pc} = 76.07 \text{ KN}$$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.4 \times 25 \times 3.85$

$$G_{pp} = 11.55 \text{ KN}$$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (3.7 - 0.3)$

$$G_{ps} = 8.93 \text{ KN}$$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times (3.06 - 0.40)$

$$G_{ppp} = 5.99 \text{ KN}$$

$$g = 102.54 \text{ KN}$$

$$G_5 = 122.19 + 102.54 = 224.73 \text{ KN}$$

Plancher courant de 4 étages:

Plancher courant : $G_{pc} = 14.245 \times 5.34$

$$G_{pc} = 76.07 \text{ KN}$$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.4 \times 25 \times 3.85$

$$G_{pp} = 11.55 \text{ KN}$$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (3.7 - 0.3)$

$$G_{ps} = 8.93 \text{ KN}$$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times (3.06 - 0.40)$

$$G_{ppp} = 5.99 \text{ KN}$$

$$g = 102.54 \text{ KN}$$

$$G_4 = 224.73 + 102.54 = 327.27 \text{ KN}$$

Plancher courant de 3 étages:

Plancher courant : $G_{pc} = 14.245 \times 5.34$

$$G_{pc} = 76.07 \text{ KN}$$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.4 \times 25 \times 3.85$

$$G_{pp} = 11.55 \text{ KN}$$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (3.7-0.3)$ $G_{ps} = 8.93 \text{KN}$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times (3.06-0.40)$ $G_{ppp} = 5.99 \text{KN}$

$G_3 = 327.27 + 102.54 = 429.81 \text{KN}$ $g = 102.54 \text{KN}$

Plancher courant de 2 étages:

Plancher courant : $G_{pc} = 14.245 \times 5.34$ $G_{pc} = 76.07 \text{KN}$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.4 \times 25 \times 3.85$ $G_{pp} = 11.55 \text{KN}$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (3.7-0.3)$ $G_{ps} = 8.93 \text{KN}$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times (3.06-0.40)$ $G_{ppp} = 5.99 \text{KN}$

$G_2 = 429.81 + 102.54 = 532.35 \text{KN}$ $g = 102.54 \text{KN}$

Plancher courant de 1 étage:

Plancher courant : $G_{pc} = 14.245 \times 5.34$ $G_{pc} = 76.07 \text{KN}$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.4 \times 25 \times 3.85$ $G_{pp} = 11.55 \text{KN}$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (3.7-0.3)$ $G_{ps} = 8.93 \text{KN}$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times (3.06-0.40)$ $G_{ppp} = 5.99 \text{KN}$

$G_1 = 532.35 + 102.54 = 634.89 \text{KN}$ $g = 102.54 \text{KN}$

RDC:

Plancher courant : $G_{pc} = 14.24 \times 5.34$ $G_{pc} = 76.07 \text{KN}$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.4 \times 25 \times 3.85$ $G_{pp} = 11.55 \text{KN}$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (3.7-0.3)$ $G_{ps} = 8.93 \text{KN}$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times (4.08-0.40)$ $G_{ppp} = 8.28 \text{KN}$

$G_{RDC} = 634.89 + 104.83 = 739.72 \text{KN}$ $g = 104.83 \text{KN}$

$G_{Total} = 739.72 \text{KN}$

B. Charge d'exploitation :

Loi de dégression des surcharges :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q.

Selon le BAEL91 modifié en 99 on a :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

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.

Plancher terrasse :

$Q_0 = 1 \times 14.245 = 14.245 \text{KN}$

Plancher étages courants :

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_6 = (1.5 \times 14.245) = 21.37 \text{KN}$

Tableau II.9 : Surcharge sur le poteau centrale.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharges (KN)
T	Q0	$\Sigma=Q0$	14,245
P5	Q1	$\Sigma=Q0+Q1$	36,62
P4	Q2	$\Sigma=Q0+0,95(Q1+Q2)$	54,85
P3	Q3	$\Sigma=Q0+0,9(Q1+Q2+Q3)$	71,94
P2	Q4	$\Sigma=Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)$	86,90
P1	Q5	$\Sigma=Q0+0,8(Q1+ \dots +Q5)$	99,73
P RDC	Q6	$\Sigma=Q0+0,75(Q1+\dots+Q6)$	110,41

C .Vérification à l'E.L.U :

$N'u=1.35G+1.5Q$

On majore l'effort normale à : $Nu=N'u+15\% .N'u$

Béton de résistance caractéristique $f_{c28}=25MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Pour on a ($\theta = 1; \gamma_b = 1.5$) $\Rightarrow \sigma_{bc} = 14.16MPa$

Pour une section carrée $Br = (a-2)^2$ d'où : $a= (Br)^{1/2}+2$ (en cm)

Tableau II.10 : Choix de vérification des sections des poteaux.

$f_{c28}=25MPa$

niveaux	G (t)	Q (t)	NU'	1.15NU' (t)	Br (cm ²)	a=((Br) ^{1/2} +2)	B
6	12.22	1.43	18.63	21.43	139.28	13.80	30x30
5	22.47	3.67	35.83	41.24	267.84	18.37	30x30
4	32.73	5.49	52.41	60.27	391.76	21.79	30x30
3	42.98	7.19	68.82	79.14	514.396	24.68	35x35
2	53.24	8.69	84.90	97.64	634.64	27.19	35x35
1	63.49	9.97	100.67	115.77	752.51	29.43	40x40
RDC	73.97	11.04	116.42	133.89	870.27	31.50	40x40

$f_{c28}=35MPa$

Niveaux	G (t)	Q (t)	NU'	1.15NU' (t)	Br (cm ²)	a=((Br) ^{1/2} +2)	B
6	12.219	1.425	18.632	21.427	102.851	12.142	30x30
5	22.473	3.662	35.832	41.206	197.790	16.064	30x30
4	32.727	5.485	52.409	60.270	289.297	19.009	30x30
3	42.981	7.194	68.815	79.138	379.861	21.490	30x30
2	53.235	8.690	84.902	97.638	468.660	23.649	30x30
1	63.489	9.973	100.670	115.770	555.696	25.573	35x35
RDC	73.972	11.041	116.424	133.887	642.659	27.351	35x35

II. Poteau d'angle :

Il se trouve au niveau de l'axe A-1.

A. Charge permanente :

1. Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

$$S = (2.05 \times 1.7) = 3.49\text{m}^2$$

2. calcul du poids propre revenant au poteau :

Plancher terrasse:

Plancher terrasse : $G_{pc} = 3.49 \times 6.72$

$$G_{pc} = 23.45\text{KN}$$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 1.7$

$$G_{pp} = 5.1\text{KN}$$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (2.05 - 0.3)$

$$G_{ps} = 4.59\text{KN}$$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times (3.06 - 0.40)$

$$G_{ppp} = 5.99\text{KN}$$

Poids propre du mur extérieur : $G_{PM} = 2.81 \times (3.06 - 0.3) \times 1.7$

$$G_{PM} = 13.18\text{KN}$$

Poids propre de l'acrotère : 2.193×1.7

$$G_{PA} = 3.73\text{KN}$$

Poids propre du balcon : $2.92 \times 1.7 \times 0.6$

$$G_{PB} = 2.98\text{KN}$$

$$G_6 = 59.02\text{KN}$$

Plancher courant de 5 étages:

Plancher Courant: $G_{pc} = 3.49 \times 5.34$

$$G_{pc} = 18.64\text{KN}$$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 1.7$

$$G_{pp} = 5.1\text{KN}$$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (2.05 - 0.3)$

$$G_{ps} = 4.59\text{KN}$$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times (3.06 - 0.40)$

$$G_{ppp} = 5.99\text{KN}$$

Poids propre du mur extérieur : $G_{PM} = 2.81 \times (3.06 - 0.3) \times 1.7$

$$G_{PM} = 13.18\text{KN}$$

Poids propre du balcon : $2.92 \times 1.7 \times 0.6$

$$G_{PB} = 2.98\text{KN}$$

$$G_5 = 59.02 + 54.21 = 113.23\text{KN}$$

Plancher courant de 4 étages:

Plancher Courant: $G_{pc} = 3.49 \times 5.34$

$$G_{pc} = 18.64\text{KN}$$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 1.7$

$$G_{pp} = 5.1\text{KN}$$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (2.05 - 0.3)$

$$G_{ps} = 4.59\text{KN}$$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times (3.06 - 0.40)$

$$G_{ppp} = 5.99\text{KN}$$

Poids propre du mur extérieur : $G_{PM} = 2.81 \times (3.06 - 0.3) \times 1.7$

$$G_{PM} = 13.18\text{KN}$$

Poids propre du balcon : $2.92 \times 1.7 \times 0.6$

$$G_{PB} = 2.98\text{KN}$$

$$g = 54.21\text{KN}$$

$$G_4 = 113.23 + 54.21 = 167.44\text{KN}$$

Plancher courant de 3 étages:

Plancher Courant: $G_{pc} = 3.49 \times 5.34$

$$G_{pc} = 18.64\text{KN}$$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 1.7$

$$G_{pp} = 5.1\text{KN}$$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (2.05 - 0.3)$

$$G_{ps} = 4.59\text{KN}$$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times (3.06 - 0.40)$

$$G_{ppp} = 5.99\text{KN}$$

Poids propre du mur extérieur : $G_{PM} = 2.81 \times (3.06 - 0.3) \times 1.7$

$$G_{PM} = 13.18\text{KN}$$

Poids propre du balcon : $2.92 \times 1.7 \times 0.6$

$$G_{PB} = 2.98\text{KN}$$

$$g = 54.21\text{KN}$$

$$G_3 = 167.44 + 54.21 = 221.65\text{KN}$$

Plancher courant de 2 étages:

Plancher Courant: $G_{pc} = 3.49 \times 5.34$

$$G_{pc} = 18.64\text{KN}$$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 1.7$

$$G_{pp} = 5.1\text{KN}$$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (2.05 - 0.3)$

$$G_{ps} = 4.59\text{KN}$$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times (3.06 - 0.40)$

$$G_{ppp} = 5.99\text{KN}$$

Poids propre du mur extérieur : $G_{PM} = 2.81 \times (3.06 - 0.3) \times 1.7$

$$G_{PM} = 13.18\text{KN}$$

Poids propre du balcon : $2.92 \times 1.7 \times 0.6$

$$G_{PB} = 2.98\text{KN}$$

$$g = 54.21\text{KN}$$

$$G_2 = 221.65 + 54.21 = 275.86\text{KN}$$

Plancher courant de 1^{er} étage:

Plancher Courant: $G_{pc} = 3.49 \times 5.34$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 1.7$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (2.05 - 0.3)$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times (3.06 - 0.40)$

Poids propre du mur extérieur : $G_{PM} = 2.81 \times (3.06 - 0.3) \times 1.7$

Poids propre du balcon : $2.92 \times 1.7 \times 0.6$

$G_{pc} = 18.64 \text{KN}$

$G_{pp} = 5.1 \text{KN}$

$G_{ps} = 4.59 \text{KN}$

$G_{ppp} = 5.99 \text{KN}$

$G_{PM} = 13.18 \text{KN}$

$G_{PB} = 2.98 \text{KN}$

$g = 54.21 \text{KN}$

$G_1 = 275.86 + 54.21 = 330.07 \text{KN}$

RDC:

Plancher Courant: $G_{pc} = 3.49 \times 5.34$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 1.7$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (2.05 - 0.3)$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times (4.08 - 0.4)$

Poids propre du mur extérieur : $G_{PM} = 2.81 \times (3.06 - 0.3) \times 1.7$

Poids propre du balcon : $2.92 \times 1.7 \times 0.6$

$G_{pc} = 18.64 \text{KN}$

$G_{pp} = 5.1 \text{KN}$

$G_{ps} = 4.59 \text{KN}$

$G_{ppp} = 8.28 \text{KN}$

$G_{PM} = 13.18 \text{KN}$

$G_{PB} = 2.98 \text{KN}$

$g = 56.5 \text{KN}$

$G_{RDC} = 330.07 + 56.5 = 386.56 \text{KN}$

$G_{Total} = 386.56 \text{KN}$

B. Charge d'exploitation :

Loi de dégression des surcharges :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q.

Selon le BAEL91 modifié en 99 on a :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

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.

Plancher terrasse :

$Q_0 = 1 \times 3.49 = 3.49 \text{KN}$

Plancher étages courants :

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_6 = (1.5 \times 3.49) = 5.24 \text{KN}$

Tableau II.11 : Surcharge sur le poteau d'angle.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharges (KN)
T	Q_0	$\Sigma = Q_0$	3.49
P5	Q_1	$\Sigma = Q_0 + Q_1$	8.73
P4	Q_2	$\Sigma = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	13.45
P3	Q_3	$\Sigma = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	17.64
P2	Q_4	$\Sigma = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	21.31
P1	Q_5	$\Sigma = Q_0 + 0,8(Q_1 + \dots + Q_5)$	24.45
P RDC	Q_6	$\Sigma = Q_0 + 0,75(Q_1 + \dots + Q_6)$	27.07

C .Vérification à l'E.L.U :

$N'u = 1.35G + 1.5Q$

On majore l'effort normale à : $N_u = N'u + 10\% .N'u$

Béton de résistance caractéristique $f_{c28}=25MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Pour on a ($\theta = 1; \gamma_b = 1.5$) $\Rightarrow \sigma_{bc} = 14.16MPa$

Pour une section carrée $Br = (a-2)^2$ d'où : $a = (Br)^{1/2} + 2$ (en cm)

Tableau II.12 : Choix de vérification des sections des poteaux.

$f_{c28}=25MPa$

Niveaux	NG (t)	NQ (t)	NU'	1.1NU' (t)	Br (cm ²)	a=((Br) ^{1/2} +2)	B
6	5.902	0.349	8.491	9.340	60.712	9.792	30x30
5	11.329	0.873	16.604	18.264	118.716	12.896	30x30
4	16.744	1.345	24.622	27.084	176.047	15.268	30x30
3	22.165	1.764	32.569	35.826	232.867	17.260	30x30
2	27.586	2.131	40.438	44.481	289.129	19.004	30x30
1	33.006	2.445	48.226	53.048	344.813	20.569	35x35
RDC	38.656	2.707	56.246	61.871	402.160	22.054	35x35

$f_{c28}=35MPa$

Niveaux	NG (t)	NQ (t)	NU'	1.1NU' (t)	Br (cm ²)	a=((Br) ^{1/2} +2)*1.2)	B(cm2)
6	5.902	0.349	8.491	9.340	44.834	8.696	30x30
5	11.329	0.873	16.604	18.264	87.667	11.363	30x30
4	16.744	1.345	24.622	27.084	130.004	13.402	30x30
3	22.165	1.764	32.569	35.826	171.963	15.113	30x30
2	27.586	2.131	40.438	44.481	213.511	16.612	30x30
1	33.006	2.445	48.226	53.048	254.631	17.957	35x35
RDC	38.656	2.707	56.246	61.871	296.979	19.233	35x35

II. Poteau de rive :

Il se trouve au niveau de l'axe C-1.

A. Charge permanente :

1. Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

$$S=(1.8+2.05) \times (2.05)=7.89m^2$$

2. calcul du poids propre revenant au poteau :

Plancher terrasse de 6 étages

Plancher terrasse : $G_{pc} = 7.89 \times 6.72$

$$G_{pc} = 53.02KN$$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 3.85$

$$G_{pp} = 11.55KN$$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (2.05-0.3)$

$$G_{ps} = 4.59KN$$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06-0.4)$

$$G_{ppp} = 5.99KN$$

Poids propre du mur extérieur : $G_{PM} = 2.81 \times (3.06-0.3) \times (2.05+1.8)$

$$G_{PM} = 29.86KN$$

Poids propre de l'acrotère : 2.193×3.85

$$G_{PA} = 8.44KN$$

Poids propre du balcon : $2.92 \times 2.05 \times 0.6$

$G_{PB} = 3.59 \text{KN}$

$G_6 = 116.86 \text{KN}$

Plancher courant de 5 étage:

Plancher courant : $G_{pc} = 7.89 \times 5.34$

$G_{pc} = 42.13 \text{KN}$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 3.85$

$G_{pp} = 11.55 \text{KN}$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (2.05 - 0.3)$

$G_{ps} = 4.59 \text{KN}$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06 - 0.4)$

$G_{ppp} = 5.99 \text{KN}$

Poids propre du mur extérieur : $G_{PM} = 2.81 \times (3.06 - 0.3) \times (2.05 + 1.8)$

$G_{PM} = 29.86 \text{KN}$

Poids propre du balcon : $2.92 \times 2.05 \times 0.6$

$G_{PB} = 3.59 \text{KN}$

$g = 97.71 \text{KN}$

$G_5 = 116.86 + 97.71 = 214.57 \text{KN}$

Plancher courant de 4 étages:

Plancher courant : $G_{pc} = 7.89 \times 5.34$

$G_{pc} = 42.13 \text{KN}$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 3.85$

$G_{pp} = 11.55 \text{KN}$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (2.05 - 0.3)$

$G_{ps} = 4.59 \text{KN}$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06 - 0.4)$

$G_{ppp} = 5.99 \text{KN}$

Poids propre du mur extérieur : $G_{PM} = 2.81 \times (3.06 - 0.3) \times (2.05 + 1.8)$

$G_{PM} = 29.86 \text{KN}$

Poids propre du balcon : $2.92 \times 2.05 \times 0.6$

$G_{PB} = 3.59 \text{KN}$

$g = 97.71 \text{KN}$

$G_4 = 214.57 + 97.71 = 312.28 \text{KN}$

Plancher courant de 3 étages:

Plancher courant : $G_{pc} = 7.89 \times 5.34$

$G_{pc} = 42.13 \text{KN}$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 3.85$

$G_{pp} = 11.55 \text{KN}$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (2.05 - 0.3)$

$G_{ps} = 4.59 \text{KN}$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06 - 0.4)$

$G_{ppp} = 5.99 \text{KN}$

Poids propre du mur extérieur : $G_{PM} = 2.81 \times (3.06 - 0.3) \times (2.05 + 1.8)$

$G_{PM} = 29.86 \text{KN}$

Poids propre du balcon : $2.92 \times 2.05 \times 0.6$

$G_{PB} = 3.59 \text{KN}$

$g = 97.71 \text{KN}$

$G_3 = 312.28 + 97.71 = 409.99 \text{KN}$

Plancher courant de 2 étage:

Plancher courant : $G_{pc} = 7.89 \times 5.34$

$G_{pc} = 42.13 \text{KN}$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 3.85$

$G_{pp} = 11.55 \text{KN}$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (2.05 - 0.3)$

$G_{ps} = 4.59 \text{KN}$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06 - 0.4)$

$G_{ppp} = 5.99 \text{KN}$

Poids propre du mur extérieur : $G_{PM} = 2.81 \times (3.06 - 0.3) \times (2.05 + 1.8)$

$G_{PM} = 29.86 \text{KN}$

Poids propre du balcon : $2.92 \times 2.05 \times 0.6$

$G_{PB} = 3.59 \text{KN}$

$g = 97.71 \text{KN}$

$G_2 = 409.99 + 97.71 = 507.7 \text{KN}$

Plancher courant de 1 étage:

Plancher courant : $G_{pc} = 7.89 \times 5.34$

$G_{pc} = 42.13 \text{KN}$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 3.85$

$G_{pp} = 11.55 \text{KN}$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (2.05 - 0.3)$

$G_{ps} = 4.59 \text{KN}$

Poids propre du poteau : $G_{ppp} = 0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06 - 0.4)$

$G_{ppp} = 5.99 \text{KN}$

Poids propre du mur extérieur : $G_{PM} = 2.81 \times (3.06 - 0.3) \times (2.05 + 1.8)$

$G_{PM} = 29.86 \text{KN}$

Poids propre du balcon : $2.92 \times 2.05 \times 0.6$

$G_{PB}=3.59$

$G_1=507.7+97.71=605.41\text{KN}$

$g=97.71\text{KN}$

RDC:

Plancher courant : $G_{pc} = 7.89 \times 5.34$

$G_{pc} = 42.13\text{KN}$

Poutres principales : $G_{pp} = 0.30 \times 0.40 \times 25 \times 3.85$

$G_{pp} = 11.55\text{KN}$

Poutres secondaires: $G_{ps} = 0.30 \times 0.35 \times 25 \times (2.05-0.3)$

$G_{ps} = 4.59\text{KN}$

Poids propre du poteau : $G_{ppp}=0.3 \times 0.3 \times 25 \times (4.08-0.4)$

$G_{ppp}=8.28\text{KN}$

Poids propre du balcon : $2.92 \times 2.05 \times 0.6$

$G_{PB}=3.59\text{KN}$

Poids propre du poteau : $G_{ppp}=0.3 \times 0.3 \times 25 \times (4.08-0.5)$

$G_{ppp}=8.39\text{KN}$

Poids propre du mur extérieur : $G_{PM} = 2.81 \times (3.06-0.3) \times (2.05+1.8)$ $G_{PM}=29.86\text{KN}$

$g=108.39\text{KN}$

$G_{RDC}=605.41+108.39=713.8\text{KN}$

B. Charge d'exploitation :

Loi de dégression des surcharges :

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0.5Q.

Selon le BAEL91 modifié en 99 on a :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Avec :

Q : Charge d'exploitation.

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.

Plancher terrasse :

$Q_0 = 1 \times 7.89 = 7.89\text{KN}$

Plancher étages courants :

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_6 = (1.5 \times 7.89) = 11.84\text{KN}$

Tableau II.13 : Surcharge sur le poteau de rive.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharges (KN)
T	Q0	$\Sigma=Q_0$	7.89
P5	Q1	$\Sigma=Q_0+Q_1$	19.73
P4	Q2	$\Sigma=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	30.38
P3	Q3	$\Sigma=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	39.86
P2	Q4	$\Sigma=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	40.15
P1	Q5	$\Sigma=Q_0+0,8(Q_1+ \dots+Q_5)$	55.29
P RDC	Q6	$\Sigma=Q_0+0,75(Q_1+\dots+Q_6)$	61.17

C .Vérification à l'E.L.U :

$N'u=1.35G+1.5Q$

On majore l'effort normale à : $N_u=N'u+10\% .N'u$

Béton de résistance caractéristique $f_{c28}=25MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

Pour on a ($\theta = 1; \gamma_b = 1.5$) $\Rightarrow \sigma_{bc} = 14.16MPa$

Pour une section carrée $Br = (a-2)^2$ d'où : $a = (Br)^{1/2} + 2$ (en cm)

Tableau II.14 : Choix de vérification des sections des poteaux.

$f_{c28} = 25MPa$

Niveaux	NG (t)	NQ (t)	NU'	1.1NU' (t)	Br (cm ²)	a=((Br) ^{1/2} +2)	B
6	11.686	0.789	16.960	18.656	121.261	13.012	30x30
5	21.457	1.973	31.926	35.119	228.274	17.109	30x30
4	31.228	3.038	46.715	51.386	334.011	20.276	30x30
3	40.999	3.986	61.328	67.460	438.493	22.940	30x30
2	50.770	4.015	74.562	82.018	533.118	25.089	30x30
1	60.541	5.529	90.024	99.026	643.671	27.371	35x35
RDC	71.380	6.117	105.539	116.092	754.600	29.470	35x35

$f_{c28} = 35MPa$

Niveaux	NG (t)	NQ (t)	NU'	1.1NU' (t)	Br (cm ²)	a=((Br) ^{1/2} +2)*1.2)	B(cm2)
6	11.686	0.789	16.960	18.656	89.547	11.463	30x30
5	21.457	1.973	31.926	35.119	168.572	14.984	30x30
4	31.228	3.038	46.715	51.386	246.654	17.705	30x30
3	40.999	3.986	61.328	67.460	323.810	19.995	30x30
2	50.770	4.015	74.562	82.018	393.687	21.842	30x30
1	60.541	5.529	90.024	99.026	475.326	23.802	35x35
RDC	71.380	6.117	105.539	116.092	557.243	25.606	35x35

D'où le poteau le plus sollicité est le poteau central

Vérification de la section :

Par le **RPA99**

L'Article 7.4.1de **RPA99** exige :

Pour zone IIb on a :

- $\text{Min} (a, b) \geq 30\text{cm}$
- $\text{Min} (a, b) \geq h_e / 20$
- $1/4 < a / b < 4$

Tableau II.15 : Les sections finalement adopte.

	$f_{c28} = 25\text{MPa}$	$f_{c28} = 35\text{MPa}$
Etage	Section	section
6	30x30	30x30
5	30x30	30x30
4	30x30	30x30
3	35x35	30x30
2	35x35	30x30
1	40x40	35x35
RDC	40x40	35x35

Remarque : on a une réduction de la section du poteau de $f_{c28}=35\text{MPa}$ par rapport à $f_{c28}=25\text{MPa}$

II.6. Pré-dimensionnements des escaliers :

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent l'accès vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces diverses (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès, personnes, équipements ...) Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier). Pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants :

Rapidité d'exécution.

Utilisation immédiate de l'escalier.

Notre bâtiment comporte un escalier à deux volets.

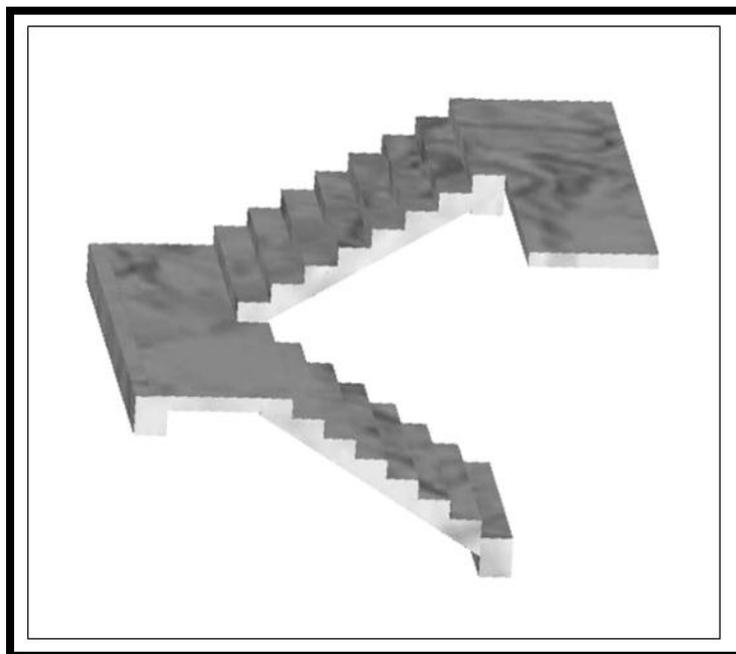


Figure II.5: Schéma d'escalier.

Caractéristiques techniques :

➤ **Pour RDC:**

Hauteur : H=4,08m.

Giron : g =30 cm.

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

$$\text{On a: } 59 < 2h + g < 66 \rightarrow 14.5 < h < 18$$

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

Pour: h=17cm

$$Nc = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24$$

On aura 24 contre marche entre chaque étage

12 contre marche pour un volée

$$n = Nc - 1 = 11 \text{ marche}$$

➤ **Pour étage courant :**

Hauteur : H=3,06m.

Giron : g =30 cm.

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

$$\text{On a: } 59 < 2h + g < 66 \rightarrow 14,5 < h < 18$$

h : varié de 14 cm à 20 cm.

g : varié de 22 cm à 33 cm.

Pour: h=17 cm

$$Nc = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

9 contre marche pour un volée

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

➤ **Inclinaison de la pailasse:**

RDC

$$\text{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$H' = N_c \times h \rightarrow H' = 12 \times 17 \quad H' = 2.04 \text{ m}$$

$$L' = (N_c - 1) \times g = (12 - 1) \times 0.30 = 3.3 \text{ m} \quad L' = 3.3 \text{ m}$$

$$\text{Tg}\alpha = 2.04/3.3 \Rightarrow \alpha = 31.72^\circ.$$

$$\text{La longueur de volée est : } L = 2.04 / \sin\alpha \quad L = 3.88 \text{ m}$$

L'épaisseur de la pailasse est

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$$\frac{3.88}{30} < e < \frac{3.88}{20}$$

$$e = 15 \text{ cm.}$$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la pailasse

Etage courant :

$$\text{Tg}\alpha = H' / L'$$

$$H' = N_c \times h \rightarrow H' = 9 \times 17 \quad H' = 1.53 \text{ m}$$

$$L' = (N_c - 1) \times g = (9 - 1) \times 0.30 = 2.4 \text{ m} \quad L' = 2.4 \text{ m}$$

$Tg\alpha=1.53/2.4 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ.$

La longueur de volée est : $L=1.53/ \sin\alpha \quad L=2.85m$

L'épaisseur de la paillasse est

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

$$\frac{2.85}{30} < e < \frac{2.85}{20}$$

$e = 14cm.$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillasse.

Tableau II.15 : Evaluation des charges permanentes de palier et paillasse.

	Désignation de l'élément	$\rho(KN/m^3)$	$E_p (m)$	$G (KN/m^2)$
Paillasse	Paillasse	25	$25 \times 0,15 / \cos 31.72$	4,4KN/m ²
	Mortier de pose horizontal e =2cm	18	0.02	0.36 KN/m ²
	Mortier de pose vertical e =2cm	18	0.02	0.36 KN/m ²
	Revêtement	20	0.02	0.4 KN/m ²
	Contre marches	22	0.17/2	1,87 KN/m ²
	carrelage horizontal e=2cm	20	0.02	0,4KN/m ²
	carrelage vertical e=2cm	20	0.02	0,4KN/m ²
	Enduit en ciment	18	0.02	0.36
	Garde-corps	/	/	0.9
Total				$\Sigma = G_2 = 9.45KN/m^2$
Palier	Carrelage	22	0.02	0,44KN/m ²
	Mortier de pose	20	0.02	0,4 KN/m ²
	Lit de sable	18	0.02	0.36
	Dalle pleine	25	0.16	4KN/m ²
	Enduit de ciment	20	0.02	0.4KN/m ²
Total				$\Sigma G_1 = 5.6KN/m^2$



Chapitre III

Calcul des éléments secondaires



III.1.Introduction :

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

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

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

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

III.2. Acrotère :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitée par un acrotère, assimilée à une console verticale encastrée au niveau du plancher terrasse. La section dangereuse est celle qui se trouve au niveau de l'encastrement.

Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propres sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1KN/ml due à la main courante.
- Actions climatiques (gradient thermique).

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

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

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

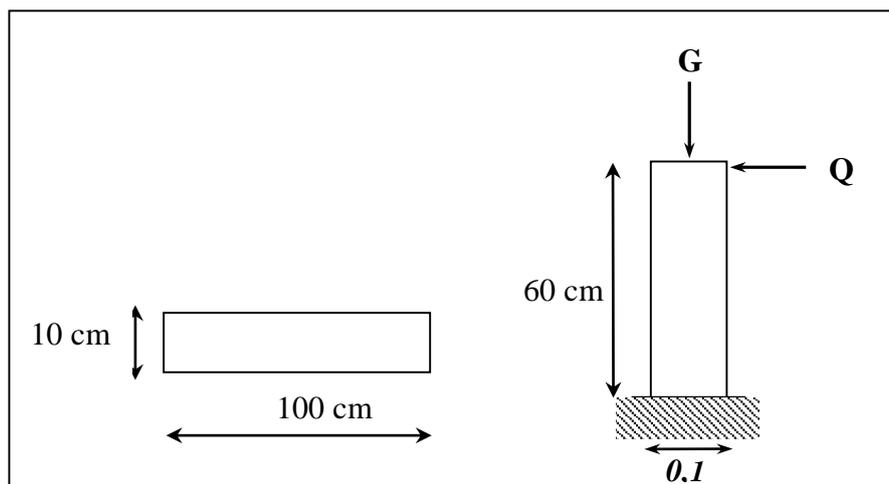


Figure III.1 : Schéma de l'acrotère.

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 :

$Q=1,00\text{kN/ml}$ (main courante).

Des forces horizontales :(Fp)

L'action des forces horizontales est donnée par la formule (Art 6.2.3) :

$$F_p = 4AC_p W_p$$

Avec :

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires donnés par le (tableau 6.1),
pour le consol $C_p = 0.8$

W_p : Poids de l'élément. $W_p = 2,193 \text{ KN/ml}$

A : coefficient d'accélération (zone IIb, groupe d'usage 2) $\Rightarrow A = 0,2$

D'ou :

$$F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 2,193 = 1.4 \text{ KN}$$

$$Q_u = \max(1.5Q_M; F_p) = \max(1.5 \times 1; 1.4) = 1.5 \text{ KN/ml}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur

$$\begin{cases} G = 2,193 \text{ kN/ml} \\ Q = 1.5 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

III.2.2. Calcul des efforts :

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

Tableau III.1 : Les différentes sollicitations appliquées sur l'acrotère.

	ELU	ELS
Effort normal	$N_u = 1.35 \times G = 2.78 \text{ KN/ml}$	$N_{ser} = 2.193 \text{ KN/m}$
Effort tranchant	$V_u = 1.5 \times Q = 2.25 \text{ KN/ml}$	$V_{ser} = 1.5 \text{ KN/m}$
Moment fléchissant	$M_u = V_u \times h = 1.35 \text{ KN/ml}$	$M_{ser} = 0.9 \text{ KN/m}$

III.2.2. Ferrailage de l'acrotère :

➤ **Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**

L'acrotère sera calcul et ferrailée en flexion composé

- $b = 100 \text{ cm}$
- $h = 10 \text{ cm}$
- $c = c' = 2 \text{ cm}$
- $d = h - c = 8 \text{ cm}$
- $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
- $f_e = 400 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

a. Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1.35}{2.78} = 0.48\text{m}$$

$$\Rightarrow e_0 = 48 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{la section partiellement comprimée}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

b. Calcul du moment fictif M_f :

$$M_f = Mu + Nu \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1.43\text{KN/ml}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{1.43 \times 10^{-3}}{14.17 \times 1 \times 0.08^2} = 0.016$$

$$\xi_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 10^{-3}} = 0.667$$

$$\mu_r = 0.8 \times \alpha_R \times (1 - 0.4 \times \alpha_R) = 0.39$$

$$\mu_{bu} < \mu_r \Rightarrow A'_s = 0 : \text{les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.020$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.0794\text{m} = 7.94 \text{ cm}$$

$$A_s f = \frac{Mu}{\sigma_s \times Z} = \frac{1.35}{348 \times 0.0794} 10^{-3} = 0.48\text{cm}^2$$

$$A_{s2} = A_s f - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0.48 \times 10^{-4} - \frac{2.78 \times 10^{-3}}{\sigma_s} = 0.40\text{cm}^2$$

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

c. Condition de non-fragilité :

Il faut vérifier A_{s2} avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_s^{\min} \geq \max \{ 1 \text{ cm}^2; 0.96 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 0.40 \text{ cm}^2 < A_s^{\min} = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = \max(A_{\min}; A_{s2}) = 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

d. Les Armatures de répartition :

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

On prend :

$$A_r = 4\text{T}6 = 1.13\text{cm}^2$$

e. L'espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33) \text{ cm}$$

On a :

$$S_t \leq \min(3 \times 10 ; 33) \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

L'acrotère sera calculé et ferrailé en flexion composé

- $b = 100 \text{ cm}$
- $h = 10 \text{ cm}$
- $c = c' = 2 \text{ cm}$
- $d = h - c = 8 \text{ cm}$
- $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$
- $f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$
- $f_c = 400 \text{ MPa}$
- $\sigma_{bc} = 19.83 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

a. Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.35}{2.78} = 0.48 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_0 = 48 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{la section partiellement comprimée}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif M_f .

b. Calcul du moment fictif M_f ;

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 1.43 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{1.43 \times 10^{-3}}{19.83 \times 1 \times 0.08^2} = 0.011$$

$$\xi_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = 1.74^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 10^{-3}} = 0.667$$

$$\mu_r = 0.8 \times \alpha_R \times (1 - 0.4 \times \alpha_R) = 0.39$$

$\mu_{bu} < \mu_r \Rightarrow A's = 0$: les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.014$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.0795 \text{ m} = 7.95 \text{ cm}$$

$$A_{sf} = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{1.35}{348 \times 0.0795} 10^{-3} = 0.488 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.488 \times 10^{-4} - \frac{2.78 \times 10^{-3}}{348} = 0.41 \text{ cm}^2$$

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

c. Condition de non-fragilité :

Il faut vérifier A_{s2} avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000}; 0.23 \times b \times d \times \frac{ft28}{f_e} \right\}$$

$$A_s^{\min} \geq \max \{1 \text{ cm}^2; 1.24 \text{ cm}^2\} = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 0.41 \text{ cm}^2 < A_s^{\min} = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_s = \max(A_{\min}; A_{s2}) = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

d. Les Armatures de répartition :

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

On prend :

$$A_r = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

e. L'espacement :

$$S_t \leq \min(3h; 33) \text{ cm}$$

On a :

$$S_t \leq \min(3 \times 10; 33) \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée.}$$

III.2.3. Vérification a l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable

D'après B.A.E.L91 page 177.

➤ Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.9}{2.193} = 0.41 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_0 = 41 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{la section partiellement comprimée}$$

a. Excentricité :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2} \right) = \frac{0.9}{2.193} + \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.44 \text{ m}$$

$$C = d - e_A = 8 - 44 = -36 \Rightarrow C < 0$$

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

$$y_{ser} + y_c = C$$

y_c : Distance de l'axe neutre ou centre de pression

En écrivant le bilan des efforts appliqués a la section :

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

Avec :

$$n = 15$$

$$p = -3c^2 + 6n(c - c') \times \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \times \frac{A_s}{b} = -3877.146$$

$$q = -2c^3 + 6n(c - c')^2 \times \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \times \frac{A_s}{b} = 92421.98$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -92.59.10^{06}$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.994029 \Rightarrow \varphi = 173.74^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-3}{p}} = 0.0556$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -0.0556$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 0.0295$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 0.0260$$

La solution qui convient est : $y_c = 37.36\text{cm}$

Car :

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

$$0 < y_{ser} = 37.36 - 36 = 1.36 < 8\text{cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} y_{ser} = 1.36\text{cm} \\ y_c = 37.36\text{cm} \end{cases}$$

b. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15A_s(d - y_{ser})^2$$

$$I = \frac{100 \times 1.36^3}{3} + 15 \times 2.01(8 - 1.36)^2 = 1413.44\text{cm}^4$$

$$I = 1406.54\text{cm}^4 = 0.0000140654\text{m}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.9 \times 10^3}{0.0000141344} = 63.67\text{MN/m}^3$$

• Vérification des contraintes :

➤ Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2.19 \times 10^{-3}}{0.0000141344} \times 0.3736\right) 0.0136 = 0.79\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.79\text{MPa} < 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Contrainte de l'acier :

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})\right)$$

$$\sigma_s^- = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; \max(0.5 \times 400 ; 110\sqrt{1.6 \times 2.1})\right) = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 38.64 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma'_s = 0.87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,25 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,028 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0,028 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$**

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,9}{2,193} = 0,41 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_0 = 41 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{la section partiellement comprimée}$$

a. Excentricité :

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0,9}{2,193} + \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,44 \text{ m}$$

$$C = d - e_A = 8 - 44 = -36 \Rightarrow C < 0$$

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

$$y_{ser} + y_c = C$$

y_c : Distance de l'axe neutre ou centre de pression

En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section :

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

Avec :

$$n = 15$$

$$p = -3c^2 + 6n(c - c') \times \frac{A_s}{b} + 6n(d - c) \times \frac{A_s}{b} = -3877,146$$

$$q = -2c^3 + 6n(c - c')^2 \times \frac{A_s}{b} - 6n(d - c)^2 \times \frac{A_s}{b} = 92421,98$$

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

$$\Delta = q^2 + \left(\frac{4p^3}{27}\right) = -92,59 \cdot 10^6$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.994029 \Rightarrow \varphi = 173.74^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-3}{p}} = 0.0556$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = -0.0556$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 0.0295$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 0.0260$$

La solution qui convient est : $y_c = 37.36\text{cm}$

Car :

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

$$0 < y_{ser} = 37.36 - 36 = 1.36 < 8\text{cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} y_{ser} = 1.36\text{cm} \\ y_c = 37.36\text{cm} \end{cases}$$

b. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15A_s(d - y_{ser})^2$$

$$I = \frac{100 \times 1.36^3}{3} + 15 \times 2.01(8 - 1.36)^2 = 1413.44\text{cm}^4$$

$$I = 1406.54\text{cm}^4 = 0.0000140654\text{m}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.9 \times 10^3}{0.0000141344} = 63.67\text{MN/m}^3$$

• **Vérification des contraintes :**

➤ **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} \times y_c\right) y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 21$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{2.19 \times 10^{-3}}{0.0000141344} \times 0.3736\right) 0.0136 = 0.79\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.79\text{MPa} < 21\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Contrainte de l'acier :**

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

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

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; \max(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}})\right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times 400 ; \max(0.5 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.7})\right) = 266.66\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 38.64 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 266.66 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\sigma'_s = 0.87 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 266.6 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

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

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.2510^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.028 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 4.55 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.028 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.55 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque :

$A_{s_{fc28}} = 35 \text{ MPa} \geq A_{s_{fc28}} = 25 \text{ MPa}$ qui est due au f_{t28} (résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge).

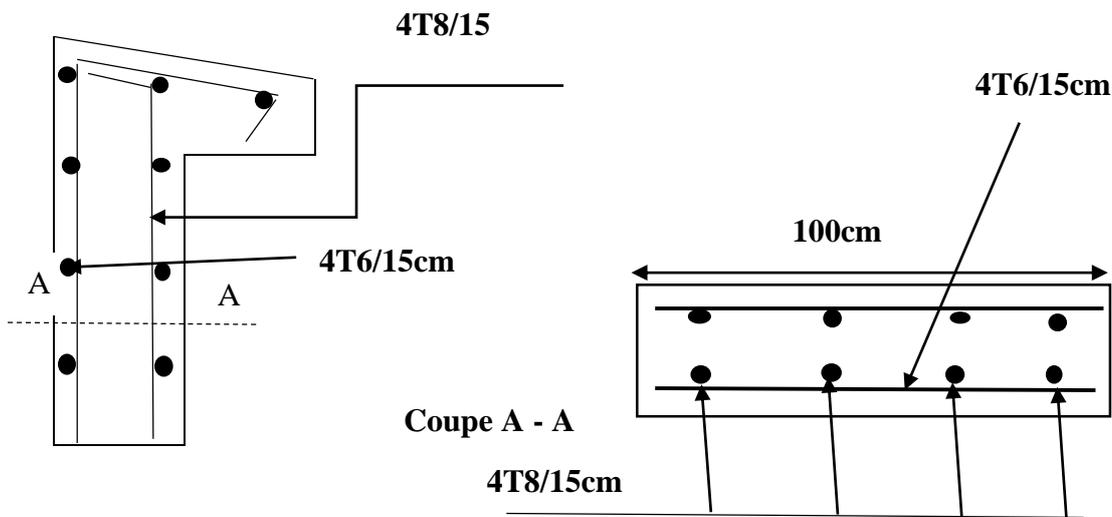


Figure III.2 : Schéma de ferrailage de l'Acrotère.

III.3. Plancher :

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 complémentirement 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).

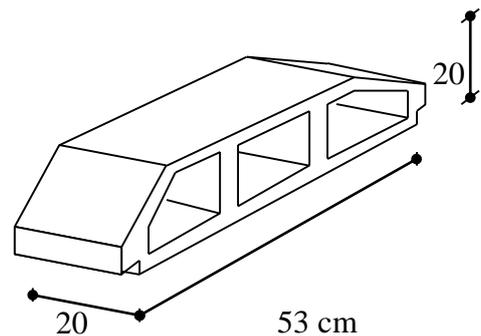
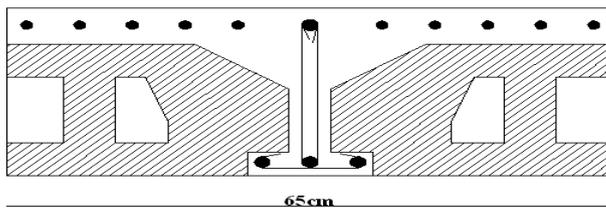
Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

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

III.3.1. Etude des poutrelles :

1. Calcul des poutrelles :

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



On a deux types de poutrelle pour chaque type d'étage :

Poutrelle a trois travées (type 1)

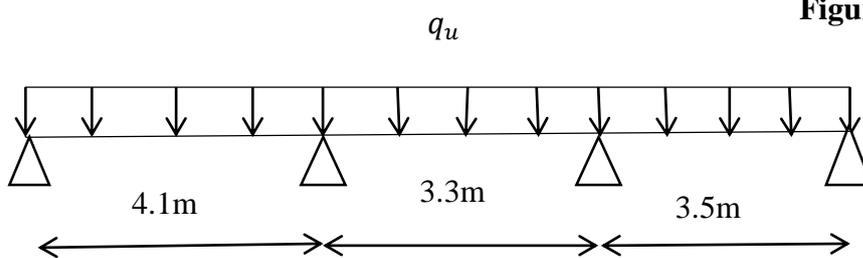


Figure III.3 : Corps Creux

Poutrelle a deux travées (type 2)

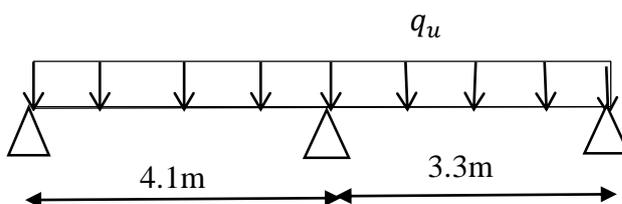


Figure III.4 : Type de poutrelle.

1.1 Pré dimensions de la poutrelle :

Les poutrelles sont des sections en (T) béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales, Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis, parallèlement à la petite portée.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t$$

$$\frac{l}{25} \leq h \leq \frac{l}{20} \Rightarrow \frac{410}{25} \leq h \leq \frac{410}{20}$$

$$\Rightarrow 16.4 \leq h \leq 20.5$$

$$\Rightarrow \begin{cases} h = 20\text{cm} ; h_0 = 4\text{cm} \\ b = 65\text{cm} ; b_0 = 12\text{cm} \\ c = \frac{b - b_0}{2} = 26.5\text{cm} \end{cases}$$

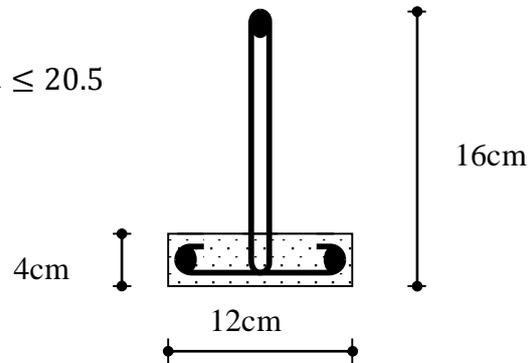


Figure III.5 : Ferrailage de poutrelle.

e : épaisseur du corps creux (16cm).

Épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4\text{cm}$

La largeur de la poutrelle $b = b_0 + 2C_1$ avec $b_0 = 12\text{cm}$

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

La largeur de la poutrelle :

$$b = b_0 + 2C_1 \quad \text{avec : } b_0 = 12\text{cm}$$

$$C_1 \leq \min\left(\frac{D_c}{d}; \frac{L_{max}}{10}; (6; 8) \times h_0\right)$$

$$C_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{385}{10}; (6; 8) \times 4\right)$$

$$C_1 \leq \min(26.5; 38.5; 24 \text{ à } 32) = 24\text{cm}$$

$$\text{On prend : } C_1 = 26.5\text{cm} \quad b = 65\text{cm}$$

1.2. Méthode de calcul :

Calcul des moments :

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

Méthode forfaitaire ; Méthode de Caquot

a. Méthode forfaitaire :

*** Condition d'application**

1. il faut que le plancher soit à surcharge modérée :

$$Q = \frac{1\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \max\left\{2G, \frac{5\text{KN}}{\text{m}^2}\right\} \dots \dots \dots cv$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.

3. les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1. 25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

4. la fissuration est non préjudiciable.

5. Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot.

*** Exposé de la méthode :**

Le principe consiste à autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement.

Calcul des moments :

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max \{ (1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0 \}.$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots (\text{Cas d'une travée de rive}).$$

$$M_{n1} \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \dots\dots\dots (\text{Cas d'une travée intermédiaire}).$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment isostatique)
- M_g et M_d : 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.
- $M = 0.2 M_0$appui de rive.
- $M = 0.6 M_0$pour une poutre à deux travées.
- $M = 0.5 M_0$pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $M = 0.4 M_0$pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

*** Calcul des efforts tranchants :**

On considère qu'il y a discontinuité entre les travées, donc les efforts tranchants du système hyperstatique sont confondus avec les efforts tranchants du système isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire, on tient compte des moments de continuité. Alors considère chaque travée séparément et on multiplie l'effort tranchant isostatique par un coefficient (C) tel que :

$C = 1,15$ cas de travée de rive pour les poutres à deux travées.

$C = 1,1$ cas de travée de rive pour les poutres à plus de deux travées.

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.

Moment sur appuis :

$$M_a = 0,15M_0 \dots\dots\dots \text{Appuis de rives}$$

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

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q l^2}{8}$$

Moment en travée :

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

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique)
- $(M_w ; M_e)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée ;
- q_w : charge répartie à gauche de l'appui considérée ;
- q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

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

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

Où " l " représente la portée de la travée libre

✱ **Effort tranchant :**

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

Avec :

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré,
- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en deux phases :

1^{ère} étape : avant le coulage de la table de compression.

2^{ème} étape : après le coulage de la table de compression.

➤ **1^{ère} étape (avant le coulage)**

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

$l = 4,10 \text{ m}$: La portée maximale de la poutrelle

- Son Poids propre
- Poids propre du corps creux
- Surcharge due à l'ouvrier $Q=2.5\text{KN} / \text{m}^2$

Evaluation des charges et surcharges :**Charges permanente :**

Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ kN/ml}$

Poids propre du corps creux : $0.65 \times 0.2 \times 14 = 1.82 \text{ kN/ml}$

Surcharge d'exploitation :

G=1.94KN/ml

Dues aux ouvriers : $Q= 0.65 \times 2.5 = 1.63\text{kN/ml}$

Sollicitations :

E.L.U : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 5.064 \text{ KN/m}$

E.L.S : $q_s = Q+G = 3.57 \text{ KN/ml}$

Pour une poutrelle isostatique, le moment à la travée est donné par :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{5.064 \times 4,10^2}{8} = 10.64 \text{ KN m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{3.57 \times 4.1^2}{8} = 7.50 \text{ KN m}$$

1. Calcul de ferrailage :

La poutrelle travaille en flexion simple

$b = 12 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $h = 4 \text{ cm}$;

Pour $f_{c28} = 25$ $\sigma_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10.64 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.16} = 0,19 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$$

Pour $f_{c28} = 35$ $\sigma_{bc} = 19.83 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10.64 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 19.83} = 0,13 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A_s' = 0$$

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

➤ **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”

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $h_t = 24 \text{ cm}$; $d = 0,9h_t = 22,6 \text{ cm}$; $c = 26,5 \text{ cm}$

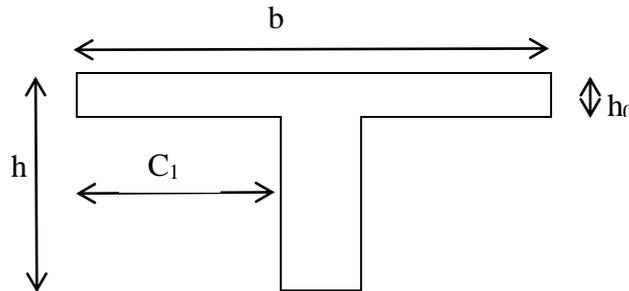


Figure III.6: Les dimensions de la poutrelle

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**

Tableau III.2 : Evaluation des charges au niveau du plancher

Type de plancher	G (KN/m)	Q (KN/m)	$Q_u = 1.35G + 1.5Q$	$Q_{ser} = G + Q$
Plancher terrasse	$6.72 \times 0.65 = 4.37$	$1 \times 0.65 = 0.65$	6.87	5.02
Plancher courant	$5.34 \times 0.65 = 3.47$	$1.5 \times 0.65 = 0.975$	6.165	4.45

On calcule les poutrelles avec les charges d'étage courant qui est le plus sollicité.

On a deux types des poutrelles.

$$\begin{cases} G = 6.72 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

❖ **Calcul des efforts internes :**

• **Poutrelle a trois travées (type 1)**

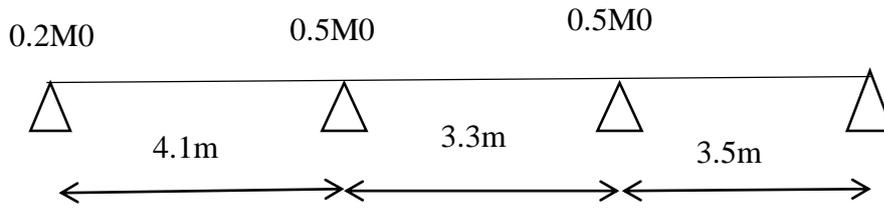


Figure III.7: Représentation des moments au niveau de 3 travées.

❖ **Vérification des conditions de la méthode de forfaitaire :**

Plancher terrasse :

1) $Q=1\text{kN/m}^2 \leq \begin{cases} 5\text{KN/m}^2 \\ 2 \times G = 2 \times 6.72 = 13.44\text{KN/m}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Plancher courant :

- 2) $Q=1\text{kN/m}^2 \leq \begin{cases} 5\text{KN/m}^2 \\ 2 \times G = 2 \times 5.34 = 10.68\text{KN/m}^2 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$
- 3) Le moment d'inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées.
- 4) $\frac{4.10}{3.30} = 1.24\text{m} \Rightarrow 0.85 < 1.24 < 1.25; \frac{3.3}{3.5} = 0.94 \Rightarrow 0.85 < 0.94 \leq 1.25 \dots\dots \text{vérifiée}$
- 5) La fissuration est peu nuisible.

Alors, toutes les conditions sont vérifiées, on utilise la méthode forfaitaire pour les calculs.

Moments isostatiques :

$M_0 = \frac{q l^2}{8} \text{ (KN.m)}$

Tableau III.3 : Représentation du moment statique des 3 travées.

Niveau	Moment isostatique M_0 (KN.m)					
	ELU			ELS		
	L=4.1m	L=3,30m	L=3,50m	L=4.1m	L=3,30m	L=3,50m
Plancher terrasse	14.44	9.35	10.52	10.55	6.83	7.69
Plancher courant	12.95	8.39	9.44	9.35	6.06	6.81

❖ **Efforts tranchants :**

$T = \frac{q l}{2} \text{ (KN)}$

Tableau III.4 : Représentation de l'effort tranchant des 3 travées.

Niveau	Effort tranchant (KN)					
	ELU			ELS		
	L=4.1m	L=3,30m	L=3,50m	L=4.1m	L=3,30m	L=3,50m
Plancher terrasse	14.08	11.34	12.02	10.29	8.28	8.79
Plancher courant	12.64	10.17	10.78	9.12	7.34	7.79

1) Plancher terrasse inaccessible :

◆ Moments sur appuis :

$$M_A = 0,2 \text{ Max } (M_{0w} , M_{0e})$$

$$M_C = 0,5 \text{ Max } (M_{0w} , M_{0e})$$

$$M_B = 0,5 \text{ Max } (M_{0w} , M_{0e})$$

$$M_D = 0,2 \text{ Max } (M_{0w} , M_{0e})$$

◆ Moments en travées :

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.72} = 0.13$$

◆ Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

$$1. M_t + \frac{M_s + M_d}{2} \geq \max \{ (1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0 \}.$$

$$2. M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{travée intermédiaire}$$

$$3. M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{dans une travée de rive}$$

◆ Calcul des efforts tranchants sur appuis :

Le moment varie paraboliquement le maximum est ainsi à des abscisses a et b tel que L=a+b

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

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

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

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

Tableau III. 5 : Valeurs du moment et l'effort tranchant pour plancher terrasse.

	Moment sur appuis (KN.m)		travées	Portée (m)	Moment en Travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							Vw	Ve	Vw	Ve
A	2.89	2.11	A-B	4.1	10.11	7.38	-13.68	15.83	-9.98	11.56
B	7.22	5.28	B-C	3,3	4.86	3.55	-14.04	12.81	-10.23	9.37
C	5.26	3.85	C-D	3.5	7.36	5.38	-13.43	11.68	-9.82	8.54
D	2.104	1.54								

Plancher courant :

Moments sur appuis :

$$M_A = 0,2 \text{ Max } (M_{0w} , M_{0e})$$

$$M_C = 0,5 \text{ Max } (M_{0w} , M_{0e})$$

$$M_B = 0,5 \text{ Max } (M_{0w} , M_{0e})$$

$$M_D = 0,2 \text{ Max } (M_{0w} , M_{0e})$$

◆ **Moments en travées :**

Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.34} = 0.15$

◆ **Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :**

1. $M_t + \frac{M_s + M_d}{2} \geq \max\{(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0\}$.
2. $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow$ travée intermédiaire
3. $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow$ dans une travée de rive

◆ **Calcul des efforts tranchants sur appuis :**

Le moment varie paraboliquement le maximum est ainsi à des abscisses a et b tel que L=a+b

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

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

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

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

Voir a et b dans le tableau dessous :

Tableau III. 6 : Valeurs du moment et l'effort tranchant pour plancher courant.

	Moment sur appuis (KN.m)		travées	Portée (m)	Moment en Travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							Vw	Ve	Vw	Ve
A	2.59	1.87	A-B	4.1	9.06	6.54	-12.26	14.19	-8.85	10.25
B	6.48	4.68	B-C	3,3	4.38	3.17	-12.63	11.52	-9.13	8.33
C	4.72	3.41	C-D	3.5	6.61	4.77	-12.05	10.48	-8.7	7.57
D	1.88	1.36								

• **Poutrelle a deux travées (type 2)**

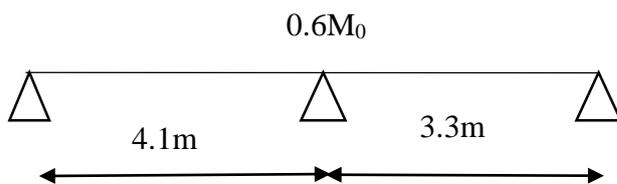


Figure III.8 : Représentation des moments au niveau de 2 travées.

❖ **Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :**

Plancher terrasse :

$$1. Q=1\text{kN/m}^2 \leq \begin{cases} 5\text{KN/m}^2 \\ 2 \times G = 2 \times 6.72 = 13.44\text{KN/m}^2 \end{cases} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Plancher courant :

$$2. Q=1\text{kN/m}^2 \leq \begin{cases} 5\text{KN/m}^2 \\ 2 \times G = 2 \times 5.34 = 10.68\text{KN/m}^2 \end{cases} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

3. Le moment d’inertie des sections transversales sont les même dans les différents travées.

$$4. \frac{4.10}{3.30} = 1.24\text{m} \Rightarrow 0.85 < 1.24 < 1.25 \dots\dots\dots\text{vérifiée.}$$

5. La fissuration est peu nuisible.

Alors, toutes les conditions sont vérifiées, on utilise la méthode forfaitaire pour les calculs.

❖ **Moments isostatiques :**

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} \text{ (KN m)}$$

Tableau III.7 : Représentation du moment statique des 2 travées.

Niveau	Moment isostatique M_0 (KN.m)			
	ELU		ELS	
	L=4.1m	L=3,30m	L=4.1m	L=3,30m
Plancher terrasse	14.44	9.35	10.55	6.83
Plancher courant	12.95	8.39	9.35	6.06

❖ **Efforts tranchants :**

$$T = \frac{q l}{2} \text{ (KN)}$$

Tableau III.8 : Représentation de l’effort tranchant des 2 travées.

Niveau	Effort tranchant(KN)			
	ELU		ELS	
	L=4.1m	L=3,30m	L=4.1m	L=3,30m
Plancher terrasse	14.08	11.34	10.29	8.28
Plancher courant	12.64	10.17	9.12	7.34

1) Plancher terrasse inaccessible :

◆ **Moments sur appuis :**

$$M_A = 0,2 \text{ Max } (M_{0w}, M_{0e})$$

$$M_C = 0,6 \text{ Max } (M_{0w}, M_{0e})$$

$$M_D = 0,2 \text{ Max } (M_{0w}, M_{0e})$$

◆ **Moments en travées :**

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{q}{q+G} = \frac{1}{1+6.72} = 0.13$$

◆ **Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :**

1. $M_t + \frac{M_s + M_d}{2} \geq \max\{(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0\}$.
2. $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow$ travée intermédiaire
3. $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow$ dans une travée de rive

◆ **Calcul des efforts tranchants sur appuis :**

Le moment varie paraboliquement le maximum est ainsi à des abscisses a et b tel que L=a+b

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

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

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

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

Tableau III. 9 : Valeurs du moment et l'effort tranchant pour plancher terrasse.

	Moment sur appuis (KN.m)		travées	Portée (m)	Moment en Travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							Vw	Ve	Vw	Ve
A	2.89	2.11	A-B	4.1	9.39	6.86	-13.28	16.04	-9.69	11.72
B	8.66	6.33	B-C	3,3	5.79	4.23	-15.13	11.02	-11.06	8.35
C	1.87	1.37								

2) **Plancher courant :**

◆ **Moments sur appuis :**

$$M_A = 0,2 \text{ Max} (M_{0w}, M_{0e})$$

$$M_C = 0,6 \text{ Max} (M_{0w}, M_{0e})$$

$$M_D = 0,2 \text{ Max} (M_{0w}, M_{0e})$$

◆ **Moments en travées :**

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{q}{q+G} = \frac{1}{1+5.34} = 0.15$$

◆ **Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :**

1. $M_t + \frac{M_s + M_d}{2} \geq \max\{(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0\}$.
2. $M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow$ travée intermédiaire
3. $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow$ dans une travée de rive

◆ **Calcul des efforts tranchants sur appuis :**

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

$$a=L \frac{1}{1+\sqrt{\frac{Me+Mt}{Mw+Mt}}} \text{ appuis gauche}$$

$$b=L \frac{1}{1+\sqrt{\frac{Mw+Mt}{Me+Mt}}} \text{ appuis droit}$$

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

Effort tranchant à droite : $V_e = 2 \frac{Me+Mt}{b}$

Tableau III. 10 : Valeurs du moment et l'effort tranchant pour plancher courant.

	Moment sur appuis (KN.m)		travées	Portée (m)	Moment en Travée (KN.m)		Effort tranchant (KN)			
	ELU	ELS			ELU	ELS	ELU		ELS	
							Vw	Ve	Vw	Ve
A	2.59	1.87	A-B	4.1	8.42	6.07	-11.90	14.39	-8.58	10.38
B	7.77	5.61	B-C	3,3	5.2	3.8	-13.58	9.89	-9.85	7.19
C	1.68	1.2								

1.3. Ferrailage de la poutrelle :

Le calcul se fera pour une section en T soumis à une flexion simple.

- Si : $M_u \leq M_{tab} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow la section en T sera calculé comme une section rectangulaire ($b \times h$).

- Si : $M_u \geq M_{tab} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow le calcul se fera pour une section en T.

$$M_u \leq M_{tab} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} (d - \frac{h_0}{2})$$

✚ **Poutrelle a trois travées (type 1)**

D'après BAEL 99page 127

Le calcul se fait à l'ELU et la vérification se fait à l'ELS en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable.

Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées

$M_{au}^{max} (KN.m)$	$M_{aser}^{max} (KN.m)$	$M_{tu}^{max} (KN.m)$	$M_{tser}^{max} (KN.m)$	$T_u^{max} (KN /m)$	$T_{SER}^{max} (KN /m)$
7.22	5.28	10.11	7.38	15.83	11.56

A)- Ferrailage en travée :

Pour $f_{c28} = 25MPa$

$b=65cm; b_0 =12cm; h=20cm; h_0=4cm; d=0,9h=18 cm; c = \frac{b-b_0}{2} = 26.5cm$

$f_{t28}=2.1MPa; \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.16 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 58.91 \text{ KN.m}$$

$M_u = 10.11 \text{ KN.m} \leq M_t = 72.16 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve 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 largeur de la table 'b'.
Donc la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

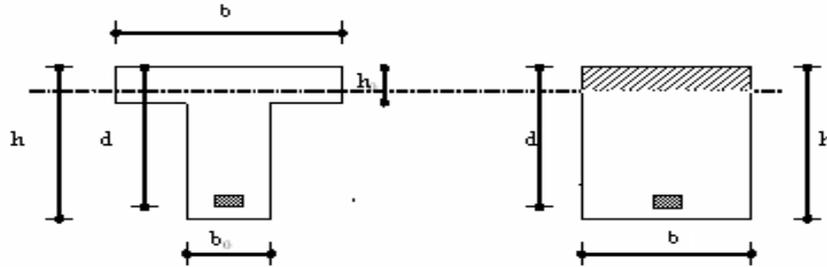


Figure III.9 : Section rectangulaire d'une poutrelle en flexion.

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{10.11 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.16} = 0.033$$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 210^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \zeta_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.67$$

$$\mu_R = 0.8 \times \alpha_R (1 - 0.4 \times \alpha_R)$$

$$\mu_R = 0.8 \times 0.67 \times (1 - 0.4 \times 0.67) = 0.39$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_R \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.03}) = 0.038$$

$$z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.038) = 0.177 \text{ m} = 17.7 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \times \sigma_s} = \frac{10.11 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.64 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1T12 + 2T10 = 2.64 \text{ cm}^2$$

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 18 \text{ cm}$; $c = 26,5 \text{ cm}$

$$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}; \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 19.8 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 82.37 \text{ KN.m}$$

$M_u = 10.11 \text{ KN.m} \leq M_t = 82.37 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve 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 largeur de la table 'b'.
Donc la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b.d^2.f_{bu}} = \frac{10.11 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 19.8} = 0.025$$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 210^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \zeta_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.67$$

$$\mu_R = 0.8 \times \alpha_R (1 - 0.4 \times \alpha_R)$$

$$\mu_R = 0.8 \times 0.67 \times (1 - 0.4 \times 0.67) = 0.39$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_R \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.025)}) = 0.032$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.032) = 0.1776m = 17.76cm$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \times \sigma_s} = \frac{10.11 \times 10^{-3}}{0.1776 \times 348} = 1.635cm^2$$

$$\Rightarrow A_s = 3T10 = 2.36cm^2$$

B)- Ferrailage en Appui :

Pour $f_{c28} = 25MPa$

$$b=65cm; b_o = 12cm; h=20cm; h_o=4cm; d=0,9h=18 cm; c = 26,5 cm$$

$$f_{t28}=2.1MPa; \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$M_t = b \times h_o \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.16 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 58.91KN.m$$

$$M_u = 7.22KN.m \leq M_t = 58.91KN.m \Rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table de compression.}$$

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 largeur de la table 'b'

Donc la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b × h) en flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.22 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.16} = 0.0242$$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 210^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \zeta_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.67$$

$$\mu_R = 0.8 \times \alpha_R (1 - 0.4 \times \alpha_R)$$

$$\mu_R = 0.8 \times 0.67 \times (1 - 0.4 \times 0.67) = 0.39$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_R \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0242)}) = 0.030$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.030) = 0.1778m = 17.78cm$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \times \sigma_s} = \frac{7.22 \times 10^{-3}}{0.1778 \times 348} = 1.166cm^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1T12 + 1T10 = 1.92cm^2$$

Pour $f_{c28} = 35MPa$

$$b=65cm; b_o = 12cm; h=20cm; h_o=4cm; d=0,9h=18 cm; c = 26,5 cm$$

$$f_{t28}=2.7MPa; \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$M_t = b \times h_o \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 19.8 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 82.37KN.m$$

$$M_u = 7.22KN.m \leq M_t = 82.37KN.m \Rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table de compression.}$$

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 largeur de la table 'b'

Donc la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b × h) en flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.22 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 19.8} = 0.017$$

$$\zeta_{es} = \frac{fe}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 210^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \zeta_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.67$$

$$\mu_R = 0.8 \times \alpha_R (1 - 0.4 \times \alpha_R)$$

$$\mu_R = 0.8 \times 0.67 \times (1 - 0.4 \times 0.67) = 0.39$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_R \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.017)}) = 0.02$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.02) = 0.1785m = 17.85cm$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \times \sigma_s} = \frac{7.22 \times 10^{-3}}{0.1785 \times 348} = 1.162cm^2$$

Changement faible de A_s

On adopte $\Rightarrow A_s = 2T10 = 1.57cm^2$

🚦 Poutrelle a deux travées (type 2)

D'Après BAEL 99page 127.

Le calcul se fait à l'ELU et la vérification se fait à l'ELS en flexion simple, nous prenons la poutrelle la plus défavorable.

Le tableau ci-dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées

M_{au}^{max} (KN. m)	M_{aser}^{max} (KN. m)	M_{tu}^{max} (KN. m)	M_{tser}^{max} (KN. m)	T_u^{max} (KN /m)	T_{SER}^{max} (KN /m)
8.66	6.33	9.39	6.86	16.04	11.72

A)- Ferrailage en travée :

Pour $f_{c28} = 25MPa$

$b=65cm$; $b_0 = 12cm$; $h=20cm$; $h_0=4cm$; $d=0,9h=18 cm$; $c = 26,5 cm$

$$f_{t28}=2.1MPa; \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.16 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 58.91KN.m$$

$M_u=9.39KN.m \leq M_t=58.91KN.m \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve 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 largeur de la table b'

Donc la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.39 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.16} = 0.03$$

$$\zeta_{es} = \frac{fe}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 210^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \zeta_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.67$$

$$\mu_R = 0.8 \times \alpha_R (1 - 0.4 \times \alpha_R)$$

$$\mu_R = 0.8 \times 0.67 \times (1 - 0.4 \times 0.67) = 0.39$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_R \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.03)}) = 0.038$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.038) = 0.177m = 17.7cm$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \times \sigma_s} = \frac{9.39 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.52 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1T12 + 2T10 = 2.64 \text{ cm}^2$$

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $h_0=4\text{ cm}$; $d=0,9h=18\text{ cm}$; $c = 26,5\text{ cm}$

$$f_{t28}=2.7\text{MPa}; \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 19.8 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 82.37 \text{ KN.m}$$

$M_u=9.39\text{KN.m} \leq M_t=82.37\text{KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve 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 largeur de la table' b'

Donc la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.39 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 19.8} = 0.023$$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 210^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \zeta_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.67$$

$$\mu_R = 0.8 \times \alpha_R (1 - 0.4 \times \alpha_R)$$

$$\mu_R = 0.8 \times 0.67 \times (1 - 0.4 \times 0.67) = 0.39$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_R \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1.25 \left(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.023)} \right) = 0.029$$

$$z = d \left(1 - 0.4 \times \alpha \right) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.029) = 0.1779 \text{ m} = 17.79 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \times \sigma_s} = \frac{9.39 \times 10^{-3}}{0.1779 \times 348} = 1.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

B)- Ferrailage en Appui:

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

$b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $h=20\text{cm}$; $h_0=4\text{cm}$; $d=0,9h=18\text{ cm}$; $c = 26,5\text{ cm}$

$$f_{t28}=2.1\text{MPa}; \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 14.16 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 58.91 \text{ KN.m}$$

$M_u=8.66\text{KN.m} \leq M_t=58.91\text{KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve 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 largeur de la table' b'

Donc la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.66 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.16} = 0.029$$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 210^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \zeta_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.67$$

$$\mu_R = 0.8 \times \alpha_R (1 - 0.4 \times \alpha_R)$$

$$\mu_R = 0.8 \times 0.67 \times (1 - 0.4 \times 0.67) = 0.39$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_R \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.029)}) = 0.0367$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0367) = 0.1773m = 17.73cm$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \times \sigma_s} = \frac{8.66 \times 10^{-3}}{0.1773 \times 348} = 1.40cm^2$$

$$\Rightarrow A_s = 1T12 + 1T10 = 1.92$$

Pour $f_{c28} = 35MPa$

b=65cm; bo=12cm; h=20cm; ho=4cm; d=0,9h=18cm; c = 26,5 cm

$$f_{t28}=2.7MPa; \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.65 \times 0.04 \times 19.810^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 82.37KN.m$$

$M_u=9.39KN.m \leq M_t=82.37KN.m \Rightarrow$ l'axe neutre se trouve 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 largeur de la table' b' Donc la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (b × h) en flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.66 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 19.8} = 0.021$$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 210^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \zeta_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.67$$

$$\mu_R = 0.8 \times \alpha_R (1 - 0.4 \times \alpha_R)$$

$$\mu_R = 0.8 \times 0.67 \times (1 - 0.4 \times 0.67) = 0.39$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_R \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.021)}) = 0.0265$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0265) = 0.178m = 17.8cm$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \times \sigma_s} = \frac{8.66 \times 10^{-3}}{0.178 \times 348} = 1.39cm^2 \Rightarrow A_s = 2T10 = 1.57cm^2$$

Tableau III.11 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

Type	$f_{c28}(MPa)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s [cm^2]$	α	Z(cm)	$A_s^{Calcul} (cm^2)$	$A_s^{Choisitl} (cm^2)$	$A_s^{Adoptée} (cm^2)$
1 ^{ère} cas	25	0.033	Oui	0	0.038	17.7	1.64	2.64	1T12+2T10
	35	0,025	Oui	0	0,032	17,76	1,635	2.36	3T10
2 ^{ème} cas	25	0.03	Oui	0	0.038	17.7	1.52	2.64	1T12+2T10
	35	0.023	Oui	0	0,029	17,79	1,52	2.36	3T10

Tableau III.12 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en Appui.

Type	$f_{c28}(MPa)$	μ	$\mu < \mu_R$	$A'_s [cm^2]$	α	Z(cm)	$A_s^{Calcul} (cm^2)$	$A_s^{Choisitl} (cm^2)$	$A_s^{Adoptée} (cm^2)$
1 ^{ère} cas	25	0.0212	Oui	0	0.03	17.78	1.166	1.92	1T12+1T10
	35	0,017	Oui	0	0,02	17,85	1.162	1.57	2T10
2 ^{ème} cas	25	0.029	Oui	0	0.037	17.73	1.4	1.92	1T12+1T10
	35	0.021	Oui	0	0,027	17,80	1,39	1.57	2T10

✚ Vérification nécessaire :

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 * b * d \frac{f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Art A.4.2.1})$$

Tableau III.13 : Vérification de la Condition de non fragilité.

	Position	f_{c28}	As (choisi)	$A_{s_{\min}}$	vérification
Type1	travée	25	2.64	1.41	vérifier
		35	2.36	1.81	vérifier
	Appuis	25	1.92	1.41	vérifier
		35	1.57	1.81	vérifier
Type2	travée	25	2.64	1,41	vérifier
		35	2.36	1.81	vérifier
	Appuis	25	1.92	1.41	vérifier
		35	1.57	1.81	vérifier

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

b=12cm ; d=18cm

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \left\{ 0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right\} \dots \dots \text{Fissuration peu nuisible}$$

Tableau III.14 : Vérification de l'effort tranchant.

	T_{\max} (KN)	τ_u (MPa)	f_{c28} (MPa)	τ^- (MPa)	vérification
Type1	15,83	0.73	25	3.33	vérifier
			35	4.66	vérifier
Type2	16,04	0.74	25	3.33	vérifier
			35	4.66	vérifier

- **Vérification de la contrainte :**

Contrainte de béton : $\sigma_{bc} = K \times y$

Avec :

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I}$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6 f_{c28} \Rightarrow \begin{cases} 15\text{MPa} \\ 21\text{MPa} \end{cases}$$

Position de l'axe neutre :

$$y = \frac{15 \times A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b \times d \times A_s}{7.5 A_s^2}} - 1 \right]$$

Avec :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; b = 65\text{cm (travée)}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2$$

Calcul des contraintes de l'acier :

$$\sigma_{St} = 15 \times M_{ser} \times \left(\frac{d - y}{I}\right) < 348 \text{MPa}$$

Tableau III.15 : Vérification des contraintes.

		M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	f _{c28}	σ _{bc} ⁻	σ _{St} (MPa)	Vérification
Type1	Travée	7.38	2.64	3.84	8023.97	3.5	25	15	195.35	vérifier
							35	21		vérifier
	appuis	5.28	1.92	2.97	4904.92	2.9	25	15	208.02	vérifier
			1.57	3.57	6951.46	2.7	35	21		vérifier
Type2	Travée	6.86	2.64	3.84	8023.97	3.28	25	15	181.58	vérifier
							35	21		vérifier
	appuis	6.33	1.92	3.23	5769.46	3.54	25	15	249.39	vérifier
			1.57	3.57	6951.46	3.25	35	21		vérifier

Vérification de la flèche:

D'après(B.A.E.L) La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10 \times M_0}$

Type 1 : h = 20cm ; b₀ = 12cm ; d = 18cm ; L = 4.1cm ; M_{ser} = 7.38KN.m ; A_s=2,64cm² ; f_e=400MPa ; M₀ = 9.35KN.m

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{410} = 0.0487 \geq 0.0625 \dots \text{CNV}$$

$$\frac{2.64}{12 \times 18} = 0.012 \leq 0.0105 \dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0487 \geq 0.0789 \dots \text{CNV}$$

Type 2 : h = 20cm ; b₀ = 12cm ; d = 18cm ; L = 4.1cm ; M_{ser} = 6.86KN.m ; A_s=2,64cm² ; f_e=400MPa ; M₀ = 9.35KN.m

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{410} = 0.0487 \geq 0.0625 \dots \text{CNV}$$

$$\frac{2.64}{12 \times 18} = 0.012 \leq 0.0105 \dots \text{CNV}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0487 \geq 0.0733 \dots \text{CNV}$$

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

Flèche totale

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{adm} \quad [1]$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} \quad \text{Si } L \leq 5m$$

$$f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5 \quad \text{Si } L \geq 5m$$

 f_i : Flèche dues aux charges instantanées

 f_v : Flèche dues aux charges de longues durées.

$$f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_I \times I_{fi}}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$L=4.1m \Rightarrow f_{adm} = \frac{410}{500} = 0.82cm$$

Calcul des modules de déformation :

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

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818.87MPa$$

Détermination de l'axe neutre :

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

Moment d'inertie de la section totale homogène :

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

Calcul des moments d'inerties fictives :

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

Avec :

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

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

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

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si } \mu > 0$$

Si non $\mu = 0$

Avec $\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s Z}$ et $Z = d - \frac{y}{3}$

$$\begin{cases} \sigma_s = 208.79 \text{MPa} \\ \sigma_s = 194.08 \text{MPa} \end{cases}$$

Tableau III.16 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche.

	M _{ser} (kNm)	A _s (cm ²)	y ₁ (cm)	δ	f _{c28} (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
1	7.38	2.64	7.07	0.012	25	3.42	1.37	0.66	19842.34	6084.57	9744.79
					35	4.41	1.76	0.59		5501.06	9067.63
2	6.86	2.64	7.07	0.012	25	3.42	1.37	0.64	19842.34	6220.52	9897.42
					35	4.41	1.76	0.56		5718.55	9325.11

Alors les flèches sont

	f _{c28} (MPa)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf _T (mm)	f̄ _{adm} (mm)	vérification
Type1	25	6.34	11.77	5.43	8.2	vérifier
	35	6.27	11.30	5.03	8.2	vérifier
Type2	25	5.76	10.77	5.01	8.2	vérifier
	35	5.6	10.22	4.62	8.2	vérifier

Calcul des armatures transversales et de l'espacement :

1. Selon le BAEL 91 : [1]

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij}^* \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec : } K = 1 \quad \text{et } f_{ij}^* = \min\{f_{ij}; 3,3 \text{MPa}\} \\ S_t \leq \min\{0,9 \cdot d; 40 \text{cm}\} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,40 \text{Mpa}\right) \end{array} \right.$$

2. Selon le RPA 99 (version 2003) : [3]

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003.b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12.\phi_1\right) \text{ zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ zone courante} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right)$$

ϕ_1 : Diamètre minimum des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \min(5,71; 12; 12) = 5,71 \text{ mm}.$$

On adopte $\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

$$\text{Donc : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm} \\ S_t \leq 5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq 10 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

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

On prend : $S_t = 5 \text{ cm}$ zone nodale.
 $S_t = 10 \text{ cm}$ zone courante.

Le ferrailage adopté pour les poutrelles (type 1, type 2) est schématisé

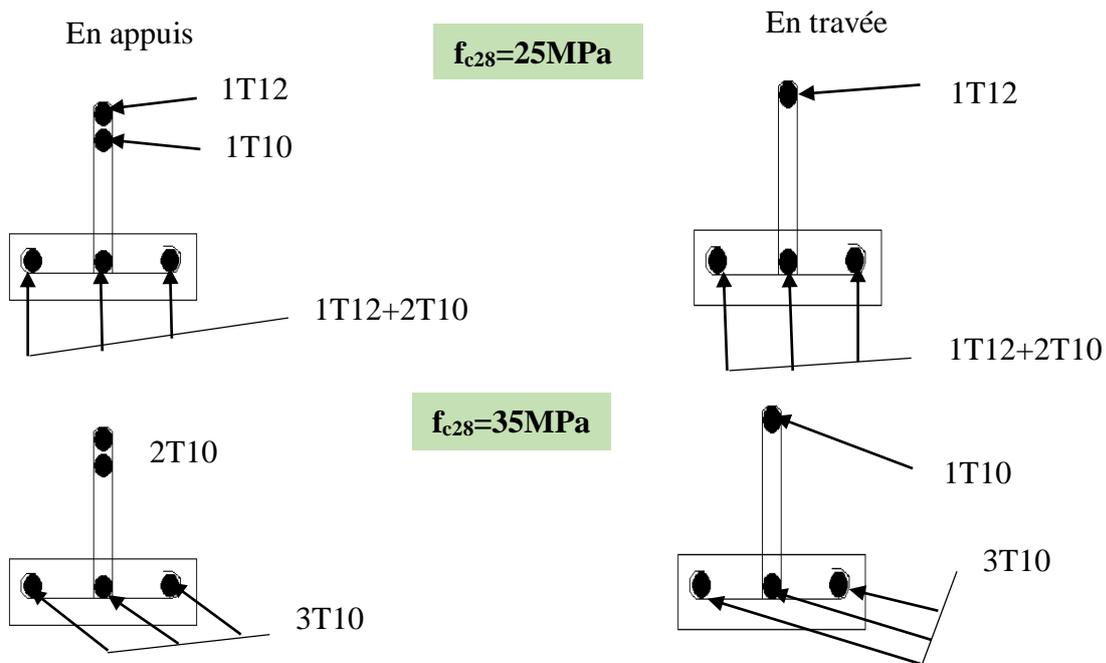


Figure III.10 : Ferrailage de la poutrelle.

Ferraillage de la table de compression :

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

20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80\text{cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50\text{cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases} \quad (\text{art.6.8.4.2.3}) [2]$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles.

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles.

Tel que :

$L=65\text{cm}$; $f_e=520\text{ MPa}$ (quadrillage de TS.TIE520 $\rightarrow \Phi \leq 6\text{ mm}$)

Donc on obtient : $A_1=0.5\text{cm}^2/\text{ml}$.

On prend : $6T5=1,18\text{cm}^2$

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

Armatures de répartitions :

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

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

Conclusion :

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

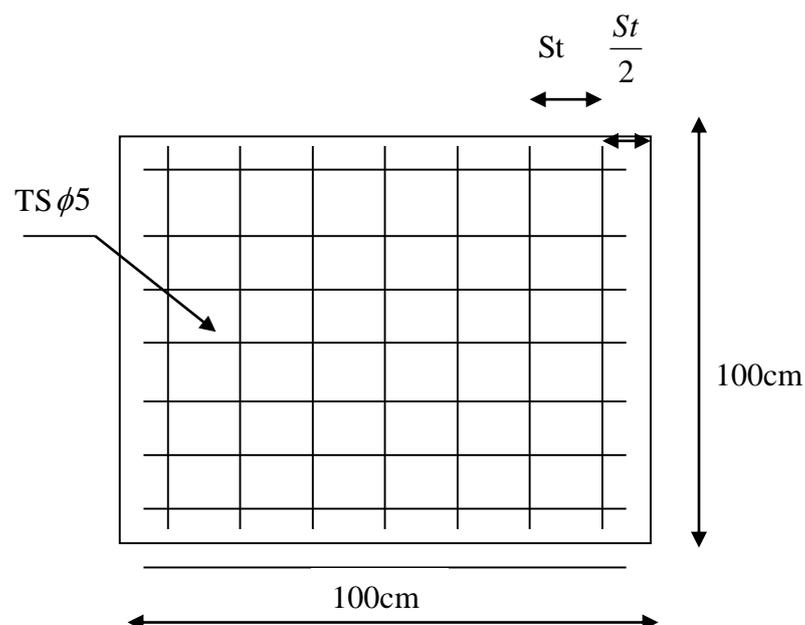


Figure III.11: Disposition constructive des armatures de la table de compression

III.4.L'escalier :

III.4.1. Introduction:

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme ; ils constituent une issue des secours importante en cas d'incendie.

➤ **Terminologie :**

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche "g" s'appelle le giron, est la hauteur d'une marche "h", le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur décharge.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche, la cage est le volume se situe l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite ou courbe dans lequel qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

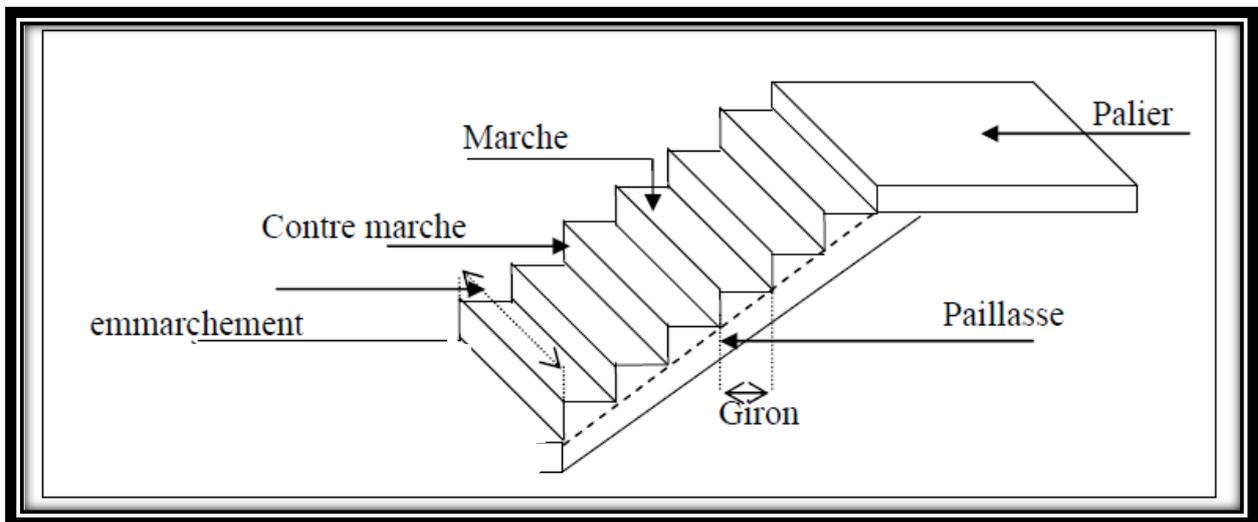


Figure III.12: Schéma d'un escalier.

III.4.2. Les type d'escaliers :

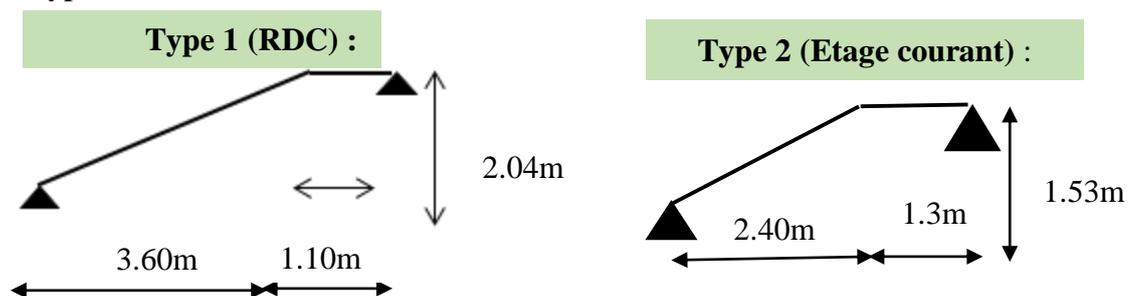


Figure III.13: Les types d'escaliers.

III.4.3. Evaluation des sollicitations Charges et surcharges :

Volée:

- Charge permanente : $G=9,45\text{KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

Palier:

- Charge permanente : $G=5,60 \text{ KN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 2,50 \text{ KN/m}^2$

Combinaison des charges :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

A l'état limite ultime : $q_u = 1.35G + 1.5 Q$

A l'état limite service : $q_{ser} = G + Q$

Tableau III.17: 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	5,6	2,5	11,31	8,1
Paillasse	9,45	2,5	16,51	11,95

Type1 :

A. à l'ELU :

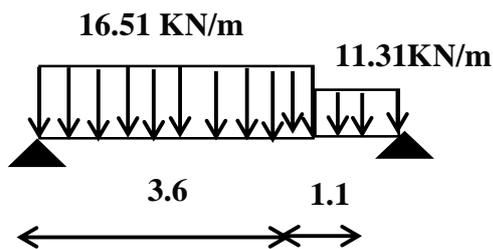


Figure III.14: Schémas statique d'escalier avec les charges à l'E.L.U

Le moment fléchissant et l'effort tranchant ont été calculés par le logiciel ETABS.

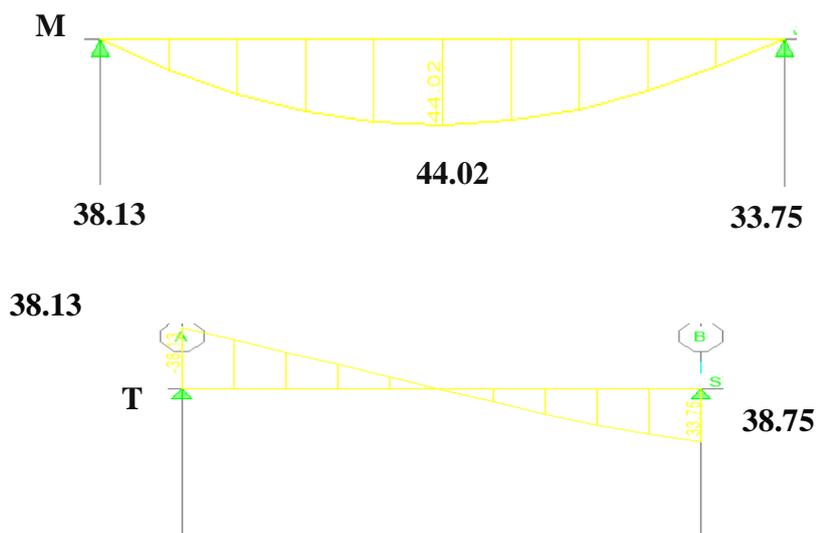


Figure III.15: Diagramme du moment fléchissant et l'effort tranchant a l'ELU

B. à l'ELS :

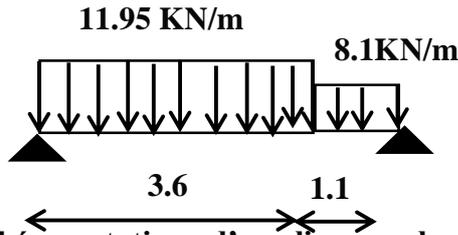


Figure III.16: Schémas statique d'escalier avec les charges à l'E.L.S

Le moment fléchissant et l'effort tranchant ont été calculés par le logiciel ETABS.

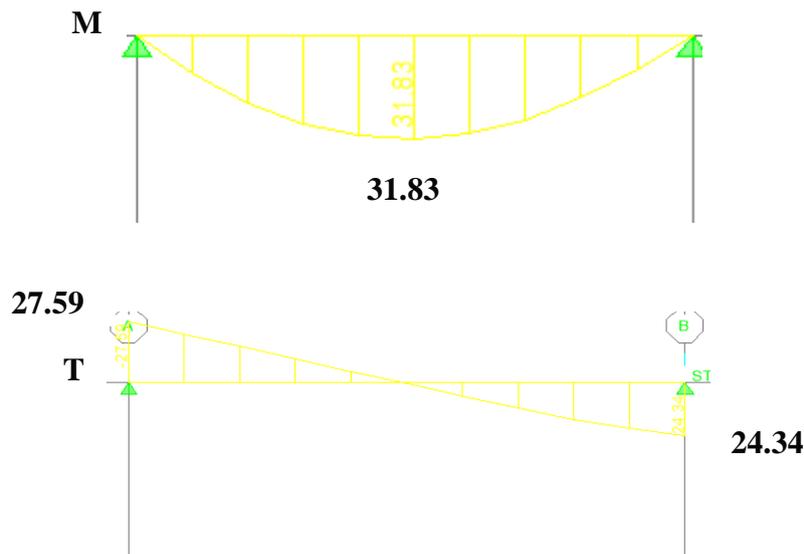


Figure III.17: Diagramme du moment fléchissant et l'effort tranchant à l'ELS

III.4.4. Calcul de ferrillage à l'état limite ultime de résistance :

Pour $f_{c28} = 25MPa$

➤ En travée :

Armatures longitudinales

$$M_{umax} = 44.02KN.m$$

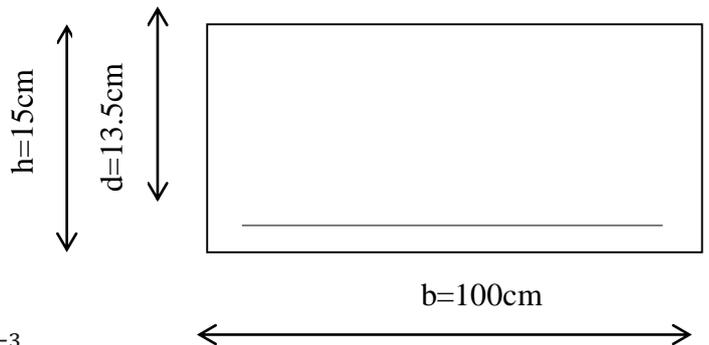
$$M_{ultime} = 0.8M_{umax} = 35.22KNm$$

$$M_{ser} = 0.8M_{sermax} = 25.46KNm$$

Avec

$$h = 15cm \quad c = 2cm$$

$$b = 100cm \quad d = 13.5cm$$



$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{35.22 \cdot 10^{-3}}{14.16 \times 1 \times (0.135^2)} = 0.126$$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2.10^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \zeta_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.67$$

$$\mu_R = 0.8 \times \alpha_R (1 - 0.4 \times \alpha_R)$$

$$\mu_R = 0.8 \times 0.67 \times (1 - 0.4 \times 0.67) = 0.39$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_R \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.126)}) = 0.168$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.168) = 0.126m = 12.6cm$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$A_s = \frac{Mu}{z \times \sigma_s} = \frac{35.22 \times 10^{-3}}{0.126 \times 348} = 8.0310^{-4}m^2 = 8.03 cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \max\left\{\frac{b \times d}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_{\min} = \max\left\{\frac{100 \times 15}{1000}, 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400}\right\} = 1.63cm^2$$

$$A_s = 8.03 cm^2 > A_{\min} = 1.63cm^2$$

Choisit 8T12 = 9.05cm²

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3h, 33cm) = \min(3 \times 15, 33) = 33cm$$

On prend : e=20cm

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26 cm^2 \text{ On choisit } A_r = 5T8 = 2.51 cm^2$$

➤ **En appui :**

$$M_{ultime} = 0.2M_{umax} = 8.04 KNm$$

$$M_{ser} = 0.2M_{ser max} = 6.36 KNm$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{8.04 \cdot 10^{-3}}{14.16 \times 1 \times (0.135^2)} = 0.031$$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2.10^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \zeta_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.67$$

$$\mu_R = 0.8 \times \alpha_R (1 - 0.4 \times \alpha_R)$$

$$\mu_R = 0.8 \times 0.67 \times (1 - 0.4 \times 0.67) = 0.39$$

$$\mu_b \leq \mu_R \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.031)}) = 0.038$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.038) = 0.132m = 13.20cm$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$A_s = \frac{Mu}{\sigma_s \times z} = \frac{8.04 \cdot 10^{-3}}{348 \times 0.132} = 1.75 \cdot 10^{-4}m^2 = 1.75 cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \max\left\{\frac{b \times d}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_{\min} = \max\left\{\frac{100 \times 15}{1000}, 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400}\right\} = 1.63cm^2$$

$$A_s = 1.75 cm^2 > A_{\min} = 1.63cm^2 \dots\dots\dots cv$$

Alors on ferraille avec $A_s = 1.75 cm^2$

On choisit 4T12 = 4.52 cm²

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3h, 33cm) = \min(3 \times 15, 33) = 33cm$$

On prend : e=20cm

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ On choisit } A_r = 5T8 = 2.51\text{cm}^2$$

Pour $f_{c28} = 35MPa$

➤ **En travée :**

Armatures longitudinales

$$M_{umax} = 44.02KN.m$$

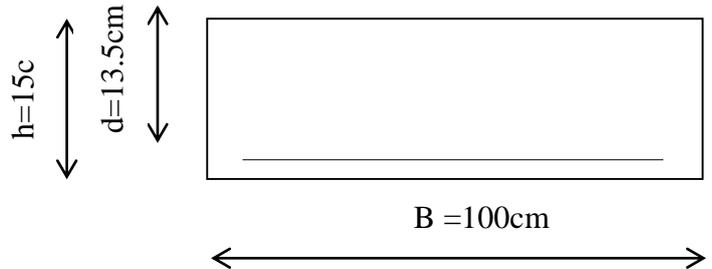
$$M_{ultime} = 0.8M_{umax} = 35.22KNm$$

$$M_{ser} = 0.8M_{ser\ max} = 25.46KNm$$

Avec :

$$h = 15cm \quad c = 2cm$$

$$b = 100cm \quad d = 0.9 \times 15 = 13.5cm$$



$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{35.22 \cdot 10^{-3}}{19.83 \times 1 \times (0.135^2)} = 0.097$$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2.10^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \zeta_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.67$$

$$\mu_R = 0.8 \times \alpha_R (1 - 0.4 \times \alpha_R)$$

$$\mu_R = 0.8 \times 0.67 \times (1 - 0.4 \times 0.67) = 0.39$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_R \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.097)}) = 0.128$$

$$z = d(1 - 0.4 \times \alpha) = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.128) = 0.128m = 12.8cm$$

$$\sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s} = \frac{35.22 \times 10^{-3}}{0.128 \times 348} = 7.906 \times 10^{-4} m^2 = 7.91 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = \max\left\{\frac{b \times d}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right\}$$

$$A_{\min} = \max\left\{\frac{100 \times 15}{1000}, 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.7}{400}\right\} = 2.09 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.09 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

On choisit 7T12 = 7.92 cm²

Espacement des armatures :

$$S_t \leq \min(3h, 33cm) = \min(3 \times 15, 33) = 33cm$$

On prend : e=20cm

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98 \text{ cm}^2 \text{ , On choisit } A_r = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui :**

$$M_{ultime} = 0.2M_{umax} = 8.04 \text{ KNm}$$

$$M_{ser} = 0.2M_{ser\ max} = 6.36 \text{ KNm}$$

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{8.04 \cdot 10^{-3}}{19.83 \times 1 \times (0.135^2)} = 0.022$$

$$\zeta_{es} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 2.10^5} = 1.74 \times 10^{-3}$$

$$\alpha_R = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times \zeta_{es}} = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \times 1.74 \times 10^{-3}} = 0.67$$

$$\mu_R = 0.8 \times \alpha_R (1 - 0.4 \times \alpha_R)$$

$$\mu_R = 0.8 \times 0.67 \times (1 - 0.4 \times 0.67) = 0.39$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_R \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.022)}) = 0.028$$

$$z = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.028) = 0.133m = 13.3cm$$

$$A_s = \frac{Mu}{\sigma_s \times Z} = \frac{8.04 \cdot 10^{-3}}{348 \times 0.133} = 1.74 \cdot 10^{-4} m^2 = 1.74 cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = \max \left\{ \frac{b \times d}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{min} = \max \left\{ \frac{100 \times 15}{1000}, 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.7}{400} \right\} = 2.09 cm^2$$

$$A_s = 1.74 cm^2 < A_{min} = 2.09 cm^2 \dots \dots \dots CNV$$

Alors on ferraille avec $A_s = 2.09 cm^2$

On choisit $A_s = 4T12 = 4.52 cm^2$

Espacement des armatures :

$$s_t \leq \min(3h, 33cm) = \min(3 \times 15, 33) = 33cm$$

On prend : $e = 20cm$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2 \text{ On choisit } A_r = 5T8 = 2.51 cm^2$$

Remarque : on a une réduction d'un nombre de barre pour $f_{c28} = 25MPa$ par rapport à $f_{c28} = 35MPa$.

III.4.5 .Vérification :

Pour $f_{c28} = 25MPa$

Effort tranchant :

1. Pour un appui de gauche:

On a une fissuration peu nuisible.

$$V_u = T_{max} = 38.13KN$$

On doit vérifier que:

$$\tau_u^{max} \leq \tau_u$$

$$\tau_u = \min(0.13 f_{c28}; 5MPa) = 3.25 \dots \dots \dots (Fissuration peu nuisible)$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u}{bd} = \frac{38.13 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.28MPa < \tau_u = 3.25 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Armatures transversales:

Sans reprise de bétonnage.....C.V

$$V_u \leq 0.07 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times 13.5 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 157.5KN$$

$$V_u = 38.13KN \leq 157.5KN \dots \dots \dots CV$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2. Pour un appui de droite :

On a une fissuration peu nuisible

$$V_u = T_{max} = 24.34KN$$

On doit vérifier que:

$$\tau_u^{max} \leq \tau_u$$

$$\tau_u = \text{Min}(0.13f_{c28}; 5MPa) = 3.25 \dots \dots \dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u}{bd} = \frac{24.34 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.18MPa < \tau_u = 3.25 \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Armatures transversales:

Sans reprise de bétonnage \dots \dots \dots C.V

$$V_u \leq 0.07 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times 13.5 \times \frac{25 \times 10}{1.5} = 157.5KN$$

$$V_u = 24.34KN \leq 157.5KN \dots \dots \dots CV$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Pour $f_{c28} = 35MPa$

Effort tranchant :

1. Pour un appui de gauche:

On a une fissuration peu nuisible.

$$V_u = T_{max} = 38.13KN$$

On doit vérifier que:

$$\tau_u^{max} \leq \tau_u$$

$$\tau_u = \text{Min}(0.13f_{c28}; 5MPa) = 4.55MPa \dots \dots \dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u}{bd} = \frac{38.13 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.28MPa < \tau_u = 4.55MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Armatures transversales:

Sans reprise de bétonnage \dots \dots \dots C.V

$$V_u \leq 0.07 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times 13.5 \times \frac{35 \times 10}{1.5} = 220.5KN$$

$$V_u = 38.13KN \leq 220.5KN \dots \dots \dots CV$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2. Pour un appui de droite :

On a une fissuration peu nuisible

$$V_u = T_{max} = 24.34KN$$

On doit vérifier que:

$$\tau_u^{max} \leq \tau_u$$

$$\tau_u = \text{Min}(0.13f_{c28}; 5MPa) = 4.55 \dots \dots \dots (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u^{max} = \frac{V_u}{bd} = \frac{24.34 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.18MPa < \tau_u = 4.55MPa \dots \dots \dots \text{Vérifier}$$

Armatures transversales:

Sans reprise de bétonnage \dots \dots \dots C.V

$$V_u \leq 0.07 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times 13.5 \times \frac{35 \times 10}{1.5} = 220.5KN$$

$$V_u = 24.34 \text{ KN} \leq 220.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.4.6 .Etat limite de service (E.L.S) :

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

A l'E.L.S le moment $M_{\max} = 31.83 \text{ KN.m}$

➤ En travée :

$$M_{\text{travée}} = 0.8M_{\max} = 0.8 \times 31.83 = 25.46 \text{ KN.m} \quad \text{et } A_s = 9.05 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

Equation s'écrit de la manière suivante

$$by^2 + 30(As + A')y - 30(d \times As + d' \times A') = 0$$

$$A' = 0$$

Solution de l'équation :

$$y = \frac{15(As + A')}{b} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{b(dAs + dA')}{7.5(As + A')^2}} \right] = 4.85 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[As(d - y)^2 + A'(y - d')^2] = 13959.95 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{25.46 \times 10^3}{13959.95} = 1.82 \text{ MPa/cm}$$

• Calcul des contraintes :

Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = K \times \gamma = 1.82 \times 4.85 = 8.83 \text{ MPa}$$

Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_\alpha = n.k.(d - \gamma) = 15 \times 1.82 \times (13.5 - 4.85) = 236.15 \text{ MPa}$$

• Vérifications :

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma'_b = 8.83 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire et les armatures à l'E.L.U.R sont convenables.

➤ Sur appuis :

$$M_s = 6.36 \text{ KN.m} \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

Equation s'écrit de la manière suivante

$$by^2 + 30(As + A')y - 30(d \times As + d' \times A') = 0$$

$$A' = 0$$

Solution de l'équation :

$$y = \frac{15(As + A')}{b} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{b(dAs + dA')}{7.5(As + A')^2}} \right] = 3.65 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[As(d - y)^2 + A'(y - d')^2] = 8199.03 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{6.36 \times 10^3}{8199.03} = 0.77 \text{ MPa/cm}$$

- **Calcul des contraintes :**

Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = K \times \gamma = 0.77 \times 3.65 = 2.81 \text{ MPa}$$

Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_\alpha = n.k.(d - \gamma) = 15 \times 0.77 \times (13.5 - 3.65) = 113.77 \text{ MPa}$$

- **Vérifications :**

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma'_b = 2.81 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire et les armatures à l'E.L.U.R sont convenables.

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

A l'E.L.S le moment $M_{\max} = 31.83 \text{ KN.m}$

- **En travée :**

$$M_{\text{travée}} = 0.8M_{\max} = 0.8 \times 31.83 = 25.46 \text{ KN.m} \quad \text{et } A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

Equation s'écrit de la manière suivante

$$by^2 + 30(As + A')y - 30(d \times As + d' \times A') = 0$$

$$A' = 0$$

Solution de l'équation :

$$y = \frac{15(As + A')}{b} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{b(dAs + dA')}{7.5(As + A')^2}} \right] = 4.59 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[As(d - y)^2 + A'(y - d')^2] = 12654.73 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{25.46 \times 10^3}{12654.73} = 2.01 \text{ MPa/cm}$$

- **Calcul des contraintes :**

Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = K \times \gamma = 2.01 \times 4.59 = 9.23 \text{ MPa}$$

Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_\alpha = n.k.(d - \gamma) = 15 \times 2.01 \times (13.5 - 4.59) = 268.64 \text{ MPa}$$

Vérifications :**Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma'_b = 9.23 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 21 \text{ MPa} \dots \dots \dots CV$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire et les armatures à l'E.L.U.R sont convenables.

➤ **Sur appuis :**

$$M_s = 6.36 \text{ KN.m} \quad A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

Equation s'écrit de la manière suivante

$$by^2 + 30(As + A')y - 30(d \times As + d' \times A') = 0$$

$$A' = 0$$

Solution de l'équation :

$$y = \frac{15(As + A')}{b} \times \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{b(dAs + d'A')}{7.5(As + A')^2}} \right] = 3.65 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[As(d - y)^2 + A'(y - d')^2] = 8199.03 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{6.36 \times 10^3}{8199.03} = 0.77 \text{ MPa/cm}$$

• **Calcul des contraintes :**

Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma'_b = K \times \gamma = 0.77 \times 3.65 = 2.81 \text{ MPa}$$

Contrainte dans les armatures tendues :

$$\sigma_\alpha = n \cdot k \cdot (d - \gamma) = 15 \times 0.77 \times (13.5 - 3.65) = 113.77 \text{ MPa}$$

• **Vérifications :**

Etat limite de compression du béton :

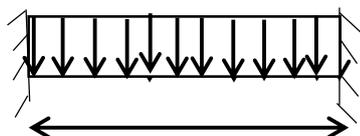
$$\sigma'_b = 2.81 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire et les armatures à l'E.L.U.R sont convenables.

III.4.7. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est prévue pour être un support d'escalier. Avec une longueur de 3.1m, son schéma statique est le suivant :



3.10

Figure III.18: Schéma statique de la poutre palière.

La poutre palière se calcule à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

Pré dimensionnement de la poutre palière :

Selon le BAEL91 les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 20.66 \text{ cm} \leq h \leq 31 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

$$0.2h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 7 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm} \Rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

Le RPA99 préconise :

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Nous prenons : $h = 35\text{cm}$; $b = 25\text{cm}$

Charges qui agissent sur la poutre palière:

La poutre palière est soumise à :

- **Son poids propres :** $G_p = 25 \times 0.35 \times 0.25 = 2.18 \text{ KN/ml}$
- **Réaction d'appui provenant du palier :** $G_{\text{réact}} = 38.13 \text{ KN/ml}$

Combinaison de charge à l'ELU:

$$q_u = 1.35G_p + 1.5G_{\text{réact}} = 1.35(2.18) + 1.5(38.13) = 60.73 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{ser}} = 2.18 + 38.13 = 40.31 \text{ KN/m}$$

Détermination des efforts :

- **Etat limite ultime :**

$$\text{Moment aux appuis : } M = \frac{P_u \times l^2}{12} = \frac{60.73 \times 3.1^2}{12} = 48.63 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M = \frac{P_u \times l^2}{24} = \frac{60.73 \times 3.1^2}{24} = 22.83 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{60.73 \times 3.1}{2} = 94.13 \text{ KN}$$

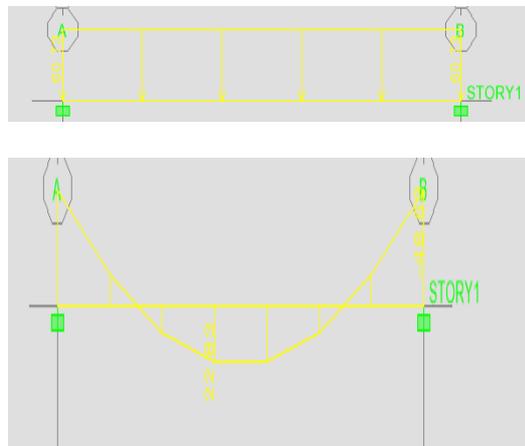


Figure III.19: Diagramme des moments à l'ELU

Etat limite de service :

- Moment aux appuis : $M = \frac{P_u \times l^2}{12} = \frac{40.31 \times 3.1^2}{12} = 32.28 \text{KN.m}$
- Moment en travée : $M = \frac{P_u \times l^2}{24} = \frac{40.31 \times 3.1^2}{24} = 15.15 \text{KN.m}$
- Effort tranchant : $T = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{40.31 \times 3.1}{2} = 62.48 \text{KN}$

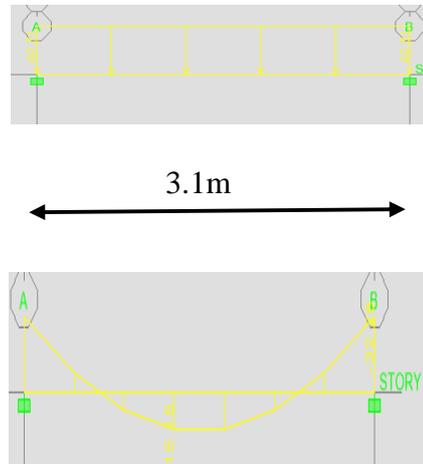


Figure III.20: Diagramme de moment à l'ELS

III.4.7.1. Ferrailage de la poutre palière :

$M_{\text{max}} (\text{en travée}) = 0,85 * M_0 = 62 \text{ KN.m}$

$M_{\text{max}} (\text{en appui}) = 0,5 * M_0 = 36.47 \text{ KN.m}$

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

$h = 35 \text{cm}, d = 31.5 \text{cm}, b = 25 \text{cm}, f_{bu} = 14.17 \text{MPa}$

Tableau III.18: Ferrailage de la poutre palière.

	$M_u (\text{KN.m})$	μ	α	$Z (\text{cm})$	$\sigma_s (\text{MPa})$	$A_s (\text{cm}^2)$	$A_{s, \text{adopt}} (\text{cm}^2)$	Choix
Travée	48.63	0.138	0.186	29.15	348	4.79	3.39	3T12
Appui	22.83	0.065	0.084	30.44	348	2.16	3.39	3T12

Vérification:

❖ **Vérification de la condition de non fragilité**

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

En Travée

$$A_s \geq A_s^{\text{min}} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$A_s = 3.39 \text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 0,95 \text{cm}^2$ vérifiée.

En Appui

$A_s = 3.39 \text{cm}^2 > A_s^{\text{min}} = 0,95 \text{cm}^2$ vérifiée.

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5MPa) \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{94.13 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.32} = 1.17MPa < \bar{\tau}_u = 3.25MPa \quad \text{vérifiée.}$$

❖ **Vérification des contraintes dans le béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.19: Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} > σ̄ _{bc}
Travée	32.28	3.39	5.13	39860.105	4.15	Vérifiée
Appui	15.15	3.39	5.13	39860.105	1.95	Vérifiée

❖ **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{335} = 0.104 > 0.0625 \dots \dots \text{Vérifiée}$$

En Travée

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{25 \times 32} = 0.00424 < 0.0105 \dots \text{Vérifiée}$$

En Appui

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{25 \times 32} = 0.00424 < 0.0105 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.104 > 0.1 \quad \text{Vérifiée}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Calcul des armatures transversales:

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(10, 8mm, 25mm).$$

On adopte $\phi_t = 8mm$.

La section d'armatures transversales est A_t= 1.51cm²

Pour l'espacement, nous avons d'après le BAEL91 ce qui suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40cm) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4MPa\right) \end{array} \right.$$

Nous avons $\frac{A_t}{S_t} \geq 0,02cm$, on adopte S_t=20cm.

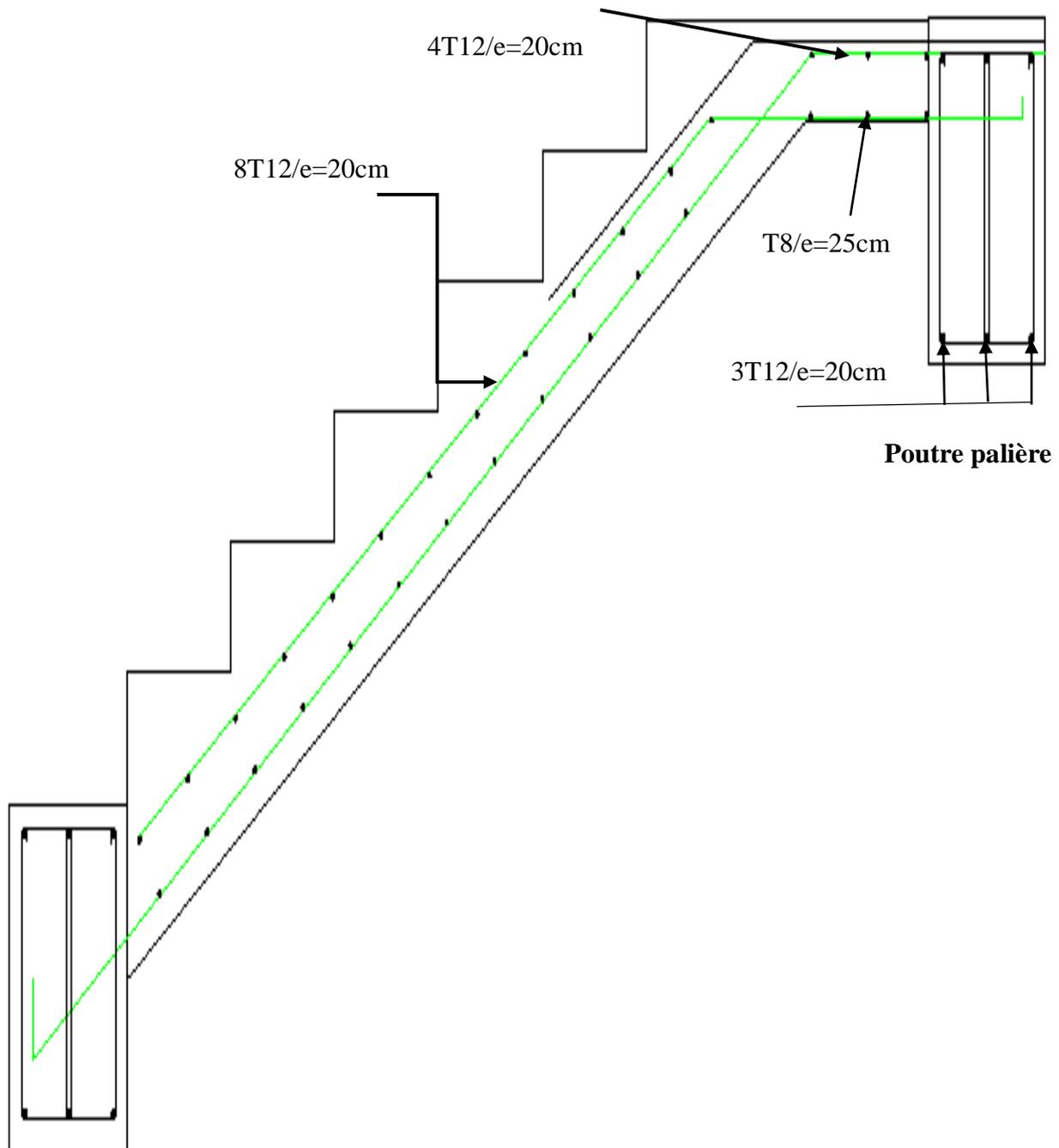


Figure III.21: Ferrailage de l'escalier pour $f_{c28}=25\text{MPa}$.

Pour $f_{c28}=35\text{MPa}$

$f_{bu} = 19.83\text{MPa}$

Tableau III.20: Ferrailage de la poutre palière.

	M_u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	$A_{s.adopt}$ (cm ²)	choix
Travée	48.63	0.098	0.129	0.30	348	4.65	3.39	3T12
Appui	22.83	0.046	0.059	0.309	348	2.12	3.39	3T12

Vérification:

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$f_{t28}=2.7\text{MPa}$$

En Travée

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e}$$

$$A_s=3.39 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} =1.22\text{cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

En appui

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0,23bdf_{t28}}{f_e}$$

$$A_s=3.39 \text{ cm}^2 > A_s^{\min} =1.22\text{cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5\text{MPa}) \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{101.72 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.32} = 1,272\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 4.55\text{MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 21\text{MPa}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.21: Vérification des contraintes dans le béton à l'ELS.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} > σ̄ _{bc}
Travée	32.28	3.39	5.13	39860.105	4.15	vérifiée
Appui	15.15	3.39	5.13	39860.105	1.95	vérifiée

- **Vérification de la flèche**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{335} = 0.104 > 0.0625 \quad \text{Vérifiée}$$

En Travée

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.96}{25 \times 32} = 0.0074 < 0.0105 \quad \text{Vérifiée}$$

En Appui

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.403}{25 \times 32} = 0.0043 < 0.0105 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow 0.104 > 0.1 \quad \text{Vérifiée}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- ❖ **Calcul des armatures transversales:**

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(7,14 \text{ mm}, 12\text{mm}, 20\text{mm}).$$

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

La section d'armatures transversales est $A_t = 4.03\text{cm}^2$

Pour l'espacement, nous avons d'après le BAEL91 ce qui suit:

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}K}{0,8f_e} \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

Nous avons, on adopte $S_t = 20\text{cm}$.

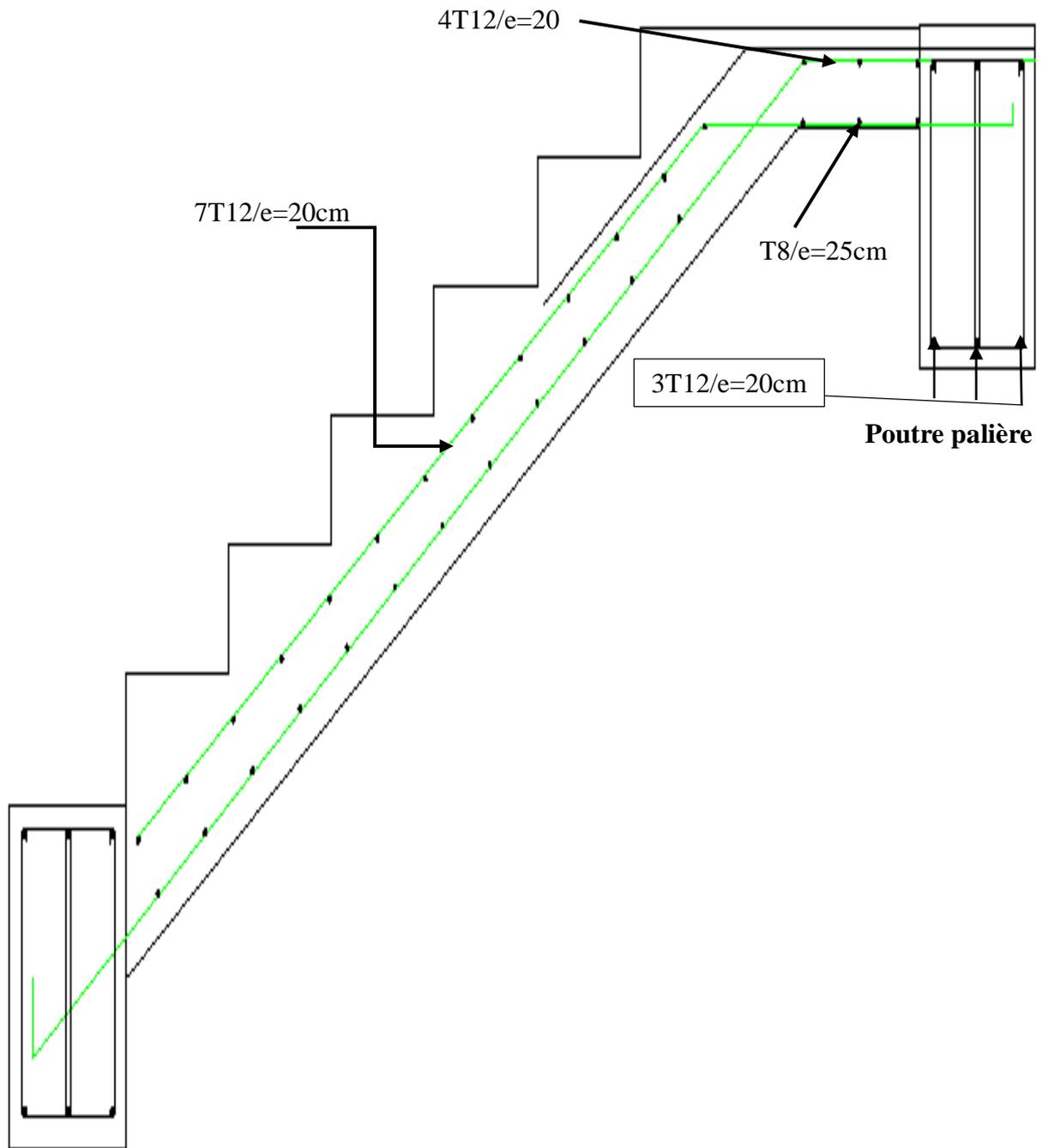


Figure III.22: Ferrailage de l'escalier pour $f_{c28}=35\text{MPa}$.

III.5.Les balcons :

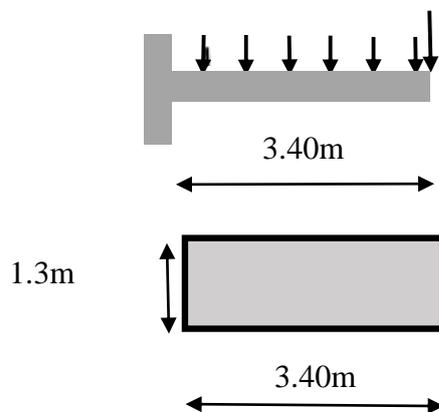
III.5.1.Introduction :

Le balcon est un élément décoratif dans les constructions a usage d'habitation, il donne une belle image à la construction .notre projet comporte trois type de balcon dans toutes les étages, il est réalisé en béton (dalle pleine) et encastré dans la poutre comme il est indiqué sur la figure si dessous avec un garde-corps de 1m de hauteur (en acier)



Figure III.23: Schéma du balcon

III.5.2.Type1 :



a. Rapport d'élanacement :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.3}{3.40} = 0.38 < 0.4 \text{ Donc la dalle travaille dans un seul sens}$$

b. Dimensionnement :

Tableaux III.22: valeur de coefficient m en fonction de type de la dalle

Dalle travaillant dans les 2sens		Dalle travaillant dans 1 seul sens	
Simple	continue	Simple	continue
30-40	35-45	25-35	30-40

Panneau isolé simple : $\frac{L_x}{m} \leq h \leq \frac{L_y}{m}$ avec $m=25/35$

$$\frac{130}{35} \leq h \leq \frac{340}{25} \rightarrow 3.71 \leq h \leq 13.60 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques on prend : $h=12 \text{ cm}$

c. Evaluation des charges :

Le calcul se fait pour une bande de

Charges permanentes :

Charge uniformément répartie :

Poids propre de la dalle : $0.12 \times 25 = 3 \text{KN/ml}$

Carrelage + mortier (2cm) : $= 0.8 \text{ KN /ml}$

Enduit en ciment d'épaisseur de (1cm) : $(0.01 \times 1) \times 18 = 0.18 \text{KN/ml}$

$$G1 = \Sigma = 3.98 \text{KN/ml}$$

Charge du au poids propre du mur :

Brique creuse de 10cm d'épaisseur : $(0.1 \times 1) \times 9 = 0.9 \text{KN/ml}$

Enduit en ciment d'épaisseur de (1cm) : $((0.01 \times 1) \times 18) \times 2 = 0.36 \text{KN/ml}$

$$G2 = P = \Sigma = 1.26 \text{KN/ml}$$

Surcharge d'exploitation :

Surcharge sur dalle : **$Q1 = 3.5 \text{KN/ml}$**

Surcharge sur le garde-corps : **$Q2 = \frac{1 \text{KN}}{\text{ml}}$**

Etat limite ultime :

$$\mathbf{qu = 1.35G1 + 1.5Q1}$$

$$\mathbf{pu = 1.35 \times P}$$

Moment fléchissant :

$$\mathbf{Mu = \left(qu \times \frac{L^2}{2} + pu \times L \right)} ; L=1.3\text{m}$$

Effort tranchant :

$$\mathbf{Vu = qu \times L + pu}$$

Etat limite service:

$$\mathbf{qs = G1 + Q1}$$

$$\mathbf{ps = P}$$

Moment fléchissant :

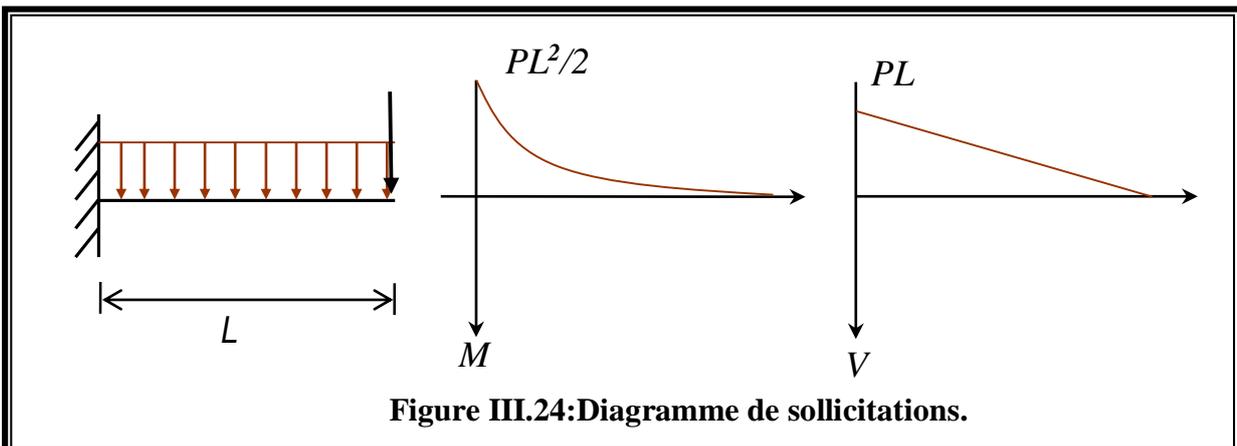
$$\mathbf{Ms = \left(qs \times \frac{L^2}{2} + ps \times L \right)}$$

Effort tranchant :

$$\mathbf{Vs = qs \times L + ps}$$

Tableau III.23 : les efforts internes à l'ELU et à l'ELS.

	Q(KN/m)	P(KN/m)	M _{max} (KN.m)	V _{max} (KN)
ELU	10.62	1.7	11.18	15.51
ELS	7.48	1.26	7.96	10.98



d. Ferrailage à E.L.U :

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

Calcul à l'ELU

D'après l'organigramme de la flexion simple d'une section rectangulaire, nous avons :



Tableau III.24 : Ferrailage du balcon à l'ELU.

M_U (KN /m)	f_{c28} (MPa)	μ	α	z (cm)	ϵ_{es} (‰)	σ_s (MPa)	$A_{s,u}$ (cm ²)
11.18	25	0.052	0.067	0.0105	1.74	348	3.05
	35	0.04	0.05	0.106			3.03

Condition de non fragilité :

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

$$A_s \geq A_{min} = \max\left(\frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_s \geq A_{min} = \max\left(\frac{130 \times 12}{1000}, 0.23 \times 100 \times 10.8 \times \frac{2.1}{400}\right)$$

$$A_{min} = 1.69\text{cm}^2, A_s = 3.05\text{cm}^2 \geq A_{min} = 1.3\text{cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

On choisit : A = 4T10 = 3.14cm²

Pour $f_{c28} = 35\text{MPa}$

$$A_s \geq A_{min} = \max\left(\frac{b \times h}{1000}, 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_s \geq A_{min} = \max\left(\frac{130 \times 12}{1000}, 0.23 \times 130 \times 10.8 \times \frac{2.7}{400}\right)$$

$$A_{min} = 2.18\text{cm}^2, A_s = 3.03\text{cm}^2 \geq A_{min} = 1.68\text{cm}^2 \dots\dots\dots cv$$

On choisit : A = 4T10 = 3.14cm²

Espacement :

$$St \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(36\text{cm}, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

On prend St = 25cm

Section d'armature de répartition

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

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785\text{cm}^2$$

On choisit 4T8 = 2.01cm²

Pour $f_{c28} = 35\text{MPa}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785\text{cm}^2$$

On choisit 4T8 = 2.01cm²

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 14.44 \text{ kN}$$

- Valeur de la contrainte tangentielle (τ_u) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.44 \times 10^{-3}}{1 \times 0.108} = 0.13 \text{ MPa}$$

- Valeur limite de la contrainte tangentielle

La fissuration est préjudiciable

$$\tau_u \leq \min\{0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u\max} = 0.13 \text{ MPa} < \tau_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$\tau_u \leq \min\{0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}\} = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u\max} = 0.13 \text{ MPa} < \tau_u = 3 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Armature d'effort tranchant

Le bétonnage est sans reprise

Donc aucune armature d'âme à prévoir.

Remarque : As de $f_{c28} \begin{cases} 25 \text{ MPa} \\ 35 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow$ ils ont le même ferrailage.

Etat limite de service

$$M_s = 11.18 \text{ kN.m} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2$$

La fissuration est préjudiciable

Position de l'axe neutre :

$$b \frac{y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$50y_1^2 - 15 \times 3.14(10.8 - y_1)$$

$$50y_1^2 + 47.1y_1 - 508.68 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 322.42 \text{ cm}$$

$$y_1 = 2.75 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{130}{3}(2.75)^3 + 15 \times 3.14 \times (10.8 - 2.75)^2$$

$$I = 3953.39 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{11.18 \times 10^{-1}}{3953.39} = 2.83 \times 10^{-4} \text{ Mpa / cm}$$

- Calcul des contraintes :

Contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 2.83 \times 10^{-4} \times 2.75 = 7.77 \times 10^{-4} \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 35 = 21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 7.77 \times 10^{-4} \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 21 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Contrainte des armatures tendues :

$$\sigma_s = 15 \times K(d - y_1) = 15 \times 2.8310^{-4} (10.8 - 2.75) = 34.1710^{-3} \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 34.1710^{-3} \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \zeta = \min \left\{ \frac{2}{3} fe, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right\} \text{ avec } \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_s = 228.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 34.1710^{-3} \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 228.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

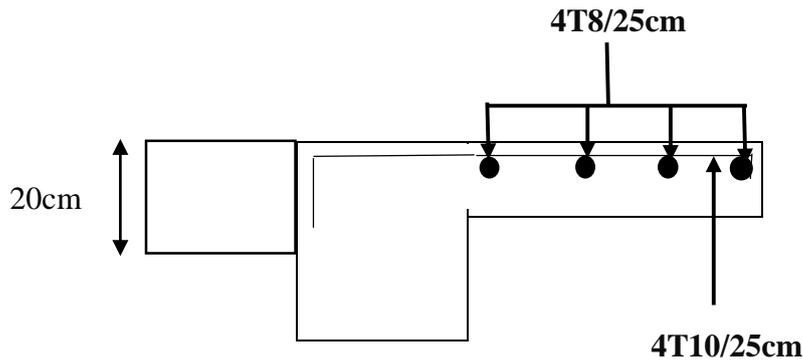


Figure III.25: Ferrailage de balcon.



Chapitre IV

Etude sismique



IV.1 Introduction :

Un tremblement de terre est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoquée par la rupture et changement de vitesse des roches en dessous. Pendant le tremblement de terre, le mouvement de terrain se produit au hasard dans tous les sens rayonnant d'un point dans la croûte terrestre, appelée l'épicentre. Il cause des vibrations des structures et induit des forces d'inertie sur elles.

IV.2.Objectif de l'étude dynamique :

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

IV.3.Methode de calcul:

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

IV.3.1.Méthode statique équivalente:

Principe:

Dans cette méthode, le RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.3.2.Méthode d'analyse modale spectrale:

Principe :

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

IV.4. Détermination des paramètres du spectre de réponse:

✓ Coefficient d'accélération **A**:

- Zone(IIb) D'après la classification sismique de wilaya d'Ain Defla de la commune de Miliana (RPA 99) .
- Groupe d'usage **2** puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.20**

✓ Coefficient de comportement global de la structure **R** :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 **R.P.A99/v2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du **R.P.A99/2003**

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R= 4 ou 5**

✓ **Facteur de qualité Q :**

Tableau IV.1 Pénalité correspondante au critère.

	Q	
	Sens x	Sens y
Condition minimale des files porteuses	0	0
Redondance en plan	0	0
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0.10	0.10

Vu que notre structure est importante, on suppose que les matériaux utilisés sont contrôlé, et il est très probable qu'il doit y avoir un contrôle de la qualité de l'exécution des travaux.

$Q_x = Q_y = 1.15$

✓ **Facteur de correction d'amortissement "η":**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \dots \dots \text{Formule 4.3: RPA99}$$

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

ξ = 10%

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.76 \Rightarrow \eta = 0.76$$

✓ **Période T1 et T2 du site considéré:**

$$\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.5s \end{cases}$$

✓ **Spectre de réponse de calcul :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99)

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

T : Période fondamentale de la structure

Sa /g : Accélération spectrale

g : Accélération de la pesanteur = 9.81m /s²

a. Caractéristiques de l'ouvrage :

Zone II_b: sismicité moyenne.

Groupe 2 : ouvrages courants et d'importance moyenne

Site S3 : T1= 0.15 s et T2=0.50 s

Système de contreventement : R=4

Coefficient d'accélération de la zone A=0,20

Facteur de qualité Q=1,15

b. le spectre de réponse :

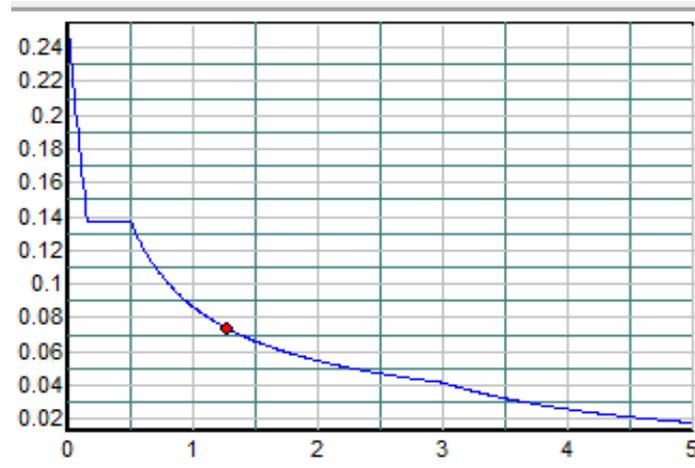


Figure IV.1 : Diagramme de spectre de réponse.

✓ **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La formule empirique : $C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

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

Il est donné par le tableau 4.6 du RPA99/v2003 page 31.

$$C_T = 0.05 \rightarrow T_1 = 0.05 \times (22.44)^{3/4} \rightarrow T_1 = 0.52 \text{ s}$$

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

$$L_x = 18.9 \text{ m et } L_y = 11.2 \text{ m}$$

$$T_x = 0.09 h_N / \sqrt{L_x} = 0.09 \times 22.44 / \sqrt{18.90} = 0.46 \text{ s}$$

$$T_y = 0.09 h_N / \sqrt{L_y} = 0.09 \times 22.44 / \sqrt{11.2} = 0.60 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T_1; T_x) = 0.46 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T_1; T_y) = 0.52 \text{ s}$$

✓ **Facteur d'amplification Dynamique moyen "D" :**

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

Le coefficient dynamique moyen $D_x = 1.9$

Le coefficient dynamique moyen $D_y = 1.85$

IV.5. Détermination des paramètres des Combinaisons d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

- ELU : $1,35G+1,5Q$

- ELS : $G+Q$

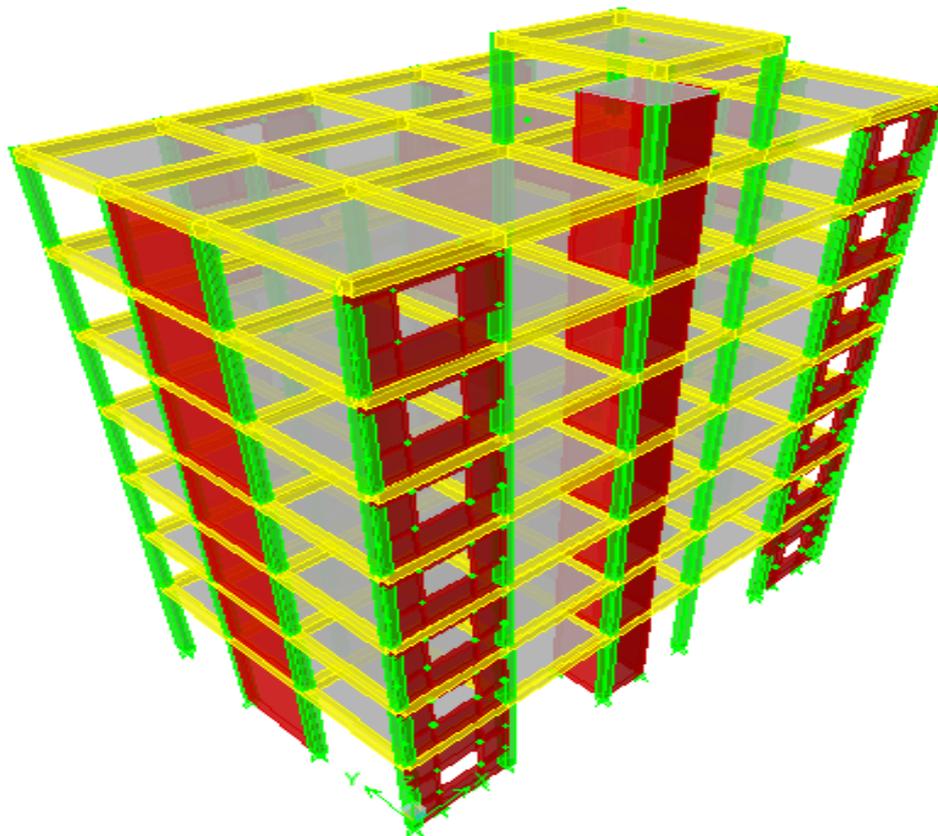
- ELA : $G+Q\pm 1,2 E$

- ELA : $G+Q\pm E$

- ELA : $0,8G+E$

IV.6. Modélisation:

Notre structure est régulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99, elle doit comporter des planchers rigides ; l'analyse est faite séparément dans chacune des deux directions principales du bâtiment. Celui-ci est alors représenté dans chacune des deux directions de calcul par un modèle plan, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers.



IV.6.1. Les dispositions des voiles :

Les différentes variantes sont les suivants :

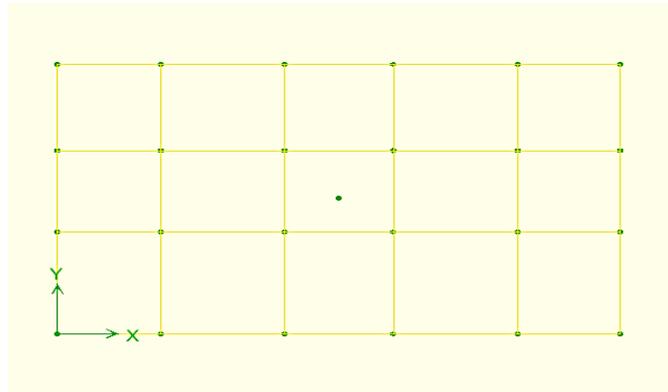


Figure IV.2 : disposition 1.

$$\text{Pour } f_{c28}=25\text{MPa} : \begin{cases} T = 1.191\text{s} \\ W = 1495.716 \text{ tonne} \end{cases}$$

$$\text{Pour } f_{c28}=35\text{MPa} : \begin{cases} T = 1.259\text{s} \\ W = 1472.299 \text{ tonne} \end{cases}$$

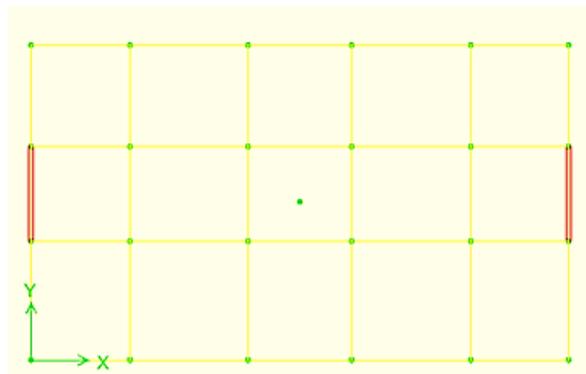


Figure IV.3 : disposition 2

$$\begin{cases} T = 1.049\text{s} \\ W = 1574.23\text{tonne} \end{cases}$$

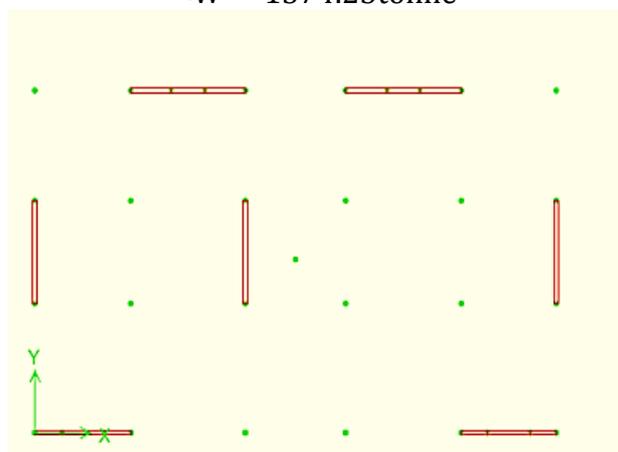


Figure IV.4: disposition 3

$$\begin{cases} T = 0.5758s \\ W = 1710.215\text{tonne} \end{cases}$$

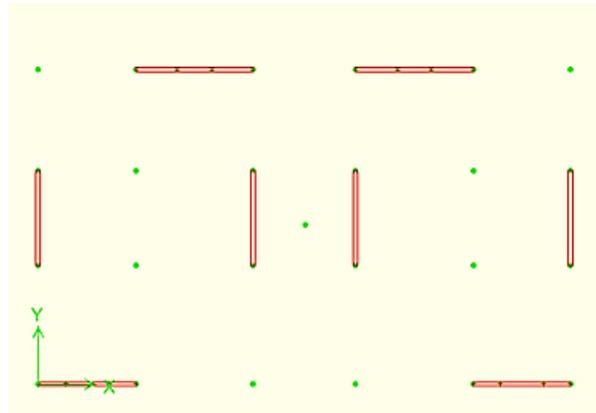


Figure IV.5 : disposition4

$$\begin{cases} T = 0.52s \\ W = 1739.68\text{tonne} \end{cases}$$

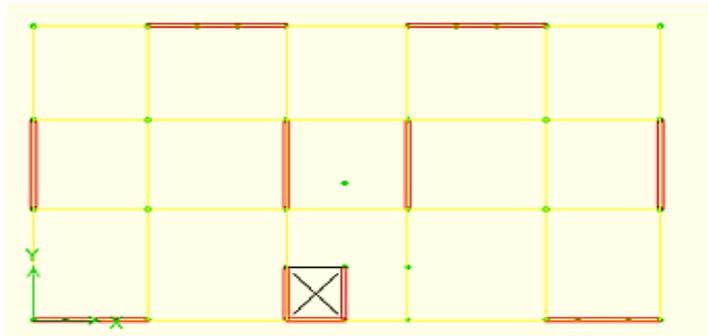


Figure IV.6 : disposition 5

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$: $\begin{cases} T = 0.507s \\ W = 1892.289\text{tonne} \end{cases}$

Pour $f_{c28}=35\text{MPa}$: $\begin{cases} T = 0.501s \\ W = 1864.280\text{tonne} \end{cases}$

Vérification :

$$T_{\text{numérique}} \leq 1.3T_{\text{statique}} \text{ (Empirique)}$$

$$\begin{cases} 0.507s \leq 1.3 \times 0.46 = 0.598s \\ 0.507s \leq 1.3 \times 0.46 = 0.598s \end{cases} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\begin{cases} 0.501s \leq 1.3 \times 0.52 = 0.676s \\ 0.501s \leq 1.3 \times 0.52 = 0.676s \end{cases} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\begin{cases} 0.501s \leq 1.3 \times 0.52 = 0.676s \\ 0.501s \leq 1.3 \times 0.52 = 0.676s \end{cases} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Remarque :

Lorsque la période diminue la rigidité augmente quel qu'en soit $f_{c28}=25\text{MPa}$ ou $f_{c28}=35\text{MPa}$, d'où la rigidité pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ est supérieur à celui de $f_{c28}=35\text{MPa}$
 Parmi les 6 variantes précédentes on considère la 6ème qui permet d'avoir une fiable période et plus d'économie.

IV.7. Poids total de la structure "W":

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations, d'après : (le tableau 4.5, RPA99V2003, P30) .

$$WT = \sum w_i$$

Avec $W_i = W_{gi} + Bw_{qi}$

W_{gi} : poids due aux charges permanente

W_{qi} : charge d'exploitation

B: coefficient de pondération (d'après RPA99 ; B = 0,2)

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donne par le logiciel ETABS:

Tableau IV.2: Poids des différents niveaux

Niveaux(m)	W étage (t) $f_{c28}=25\text{MPa}$	W étage (t) $F_{c28}=35\text{MPa}$
RDC	304.14	296.11
1 étage	261.97	255.54
2 étages	258.52	252.56
3 étages	255.54	252.56
4 étages	252.56	252.56
5 étages	245.93	245.93
6 étages	236.67	236.68
Poids totale	1815.33	1791.94

IV.8. Les données géométriques :

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY) comme le montre la figure suivante :

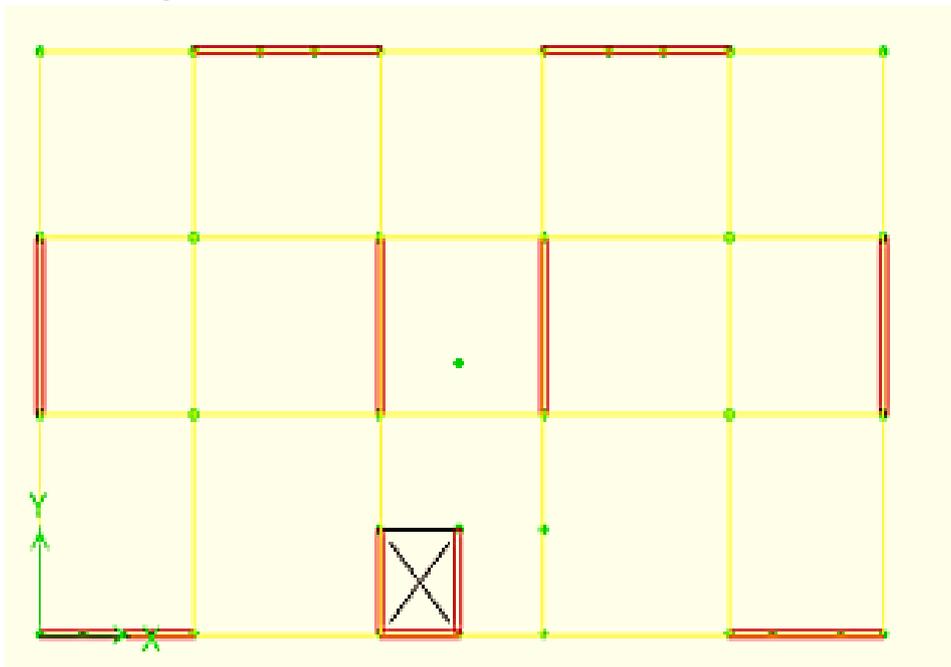


Figure IV.7: Position finale des voiles.

a. Centre de torsion :

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum(I_{xi} \times x_i)}{\sum I_{xi}} \\ Y_t = \frac{\sum(I_{yi} \times y_i)}{\sum I_{yi}} \end{cases} \dots\dots\dots [A]$$

Avec

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

y_i : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

Pour les poteaux :

$$\begin{cases} I_{xi} = \frac{b \times a^3}{12} \\ I_{yi} = \frac{a \times b^3}{12} \end{cases}$$

Pour les voiles:

Les dimensions sont constantes, alors :

$$\begin{cases} I_{xi} = \frac{b' \times L^3}{12} \\ I_{yi} = \frac{L \times b'^3}{12} \end{cases}$$

Si $\alpha = 0$: En prend les formules précédentes.

α : l'angle d'inclinaison par rapport à l'axe globale de la structure.

Si $\alpha \neq 0$:

$$\begin{cases} I_{xi} = I_x \times (\sin\alpha)^2 + I_y \times (\cos\alpha)^2 \\ I_{yi} = I_y \times (\sin\alpha)^2 + I_x \times (\cos\alpha)^2 \end{cases}$$

D'après l'application de la formule(A) les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le Tableau suivant:

Tableau IV.3: Centre de torsion des planchers.

Niveau	Fc28=25MPa		Fc28=35MPa	
	Xcr	Ycr	XCR	YCR
TERR	8.881	6.297	8.849	6.333
6T	8.915	6.256	8.882	6.292
5T	8.963	6.172	8.93	6.208
4T	9.018	6.064	8.987	6.097
3T	9.069	5.951	9.042	5.978
2T	9.102	5.886	9.079	5.908
1ET	9.098	5.777	9.082	5.799

b. Centre de masse :

Pour la détermination du centre de masse on a les formules suivantes :

$$\begin{cases} X_m = \frac{\sum(W_i \times X_i)}{\sum W_i} \\ Y_m = \frac{\sum(W_i \times Y_i)}{\sum W_i} \end{cases}$$

Les résultats du centre de masse donné par le logiciel "ETABS" des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: Centre de masse de chaque niveau.

Niveaux	Fc28=25MPa		Fc28=35MPa	
	XCM	YCM	XCM	YCM
TERR	9.249	5.072	9.249	5.072
6T	9.346	5.65	9.346	5.65
5T	9.333	5.75	9.333	5.75
4T	9.333	5.749	9.333	5.75
3T	9.332	5.747	9.333	5.75
2T	9.332	5.745	9.333	5.749
1ET	9.329	5.767	9.33	5.772

IV.9. Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

Excentricité théorique.

Excentricité accidentelle.

a. Excentricités théorique :

$$\begin{cases} e_{xt} = |X_m - X_t| \\ e_{yt} = |Y_m - Y_t| \end{cases}$$

X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5:Les excentricités théoriques des planchers.

Niveau	Fc28=25MPa		Fc28=35MPa	
	ex	ey	ex	ey
TERR	0.368	-1.225	0.4	-1.261
6T	0.431	-0.606	0.464	-0.642
5T	0.37	-0.422	0.403	-0.458
4T	0.315	-0.315	0.346	-0.347
3T	0.263	-0.204	0.291	-0.228
2T	0.23	-0.141	0.254	-0.159
1ET	0.231	-0.01	0.248	-0.027

b. Excentricités accidentelles :

$$\begin{cases} e_{xa} = \max(5\% \times L_{Xmax}; e_{xt}) \\ e_{ya} = \max(5\% \times L_{Ymax}; e_{yt}) \end{cases} \dots\dots RPA99 : \text{formule 4.3.7}$$

Avec

Lx=19 m

Ly=11.4m

Les résultats des excentricités accidentelles sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau IV.6:Les excentricités accidentelles.

Niveaux(m)	e_{xa} (m)	e_{ya} (m)
RDC à 6 ^{ème} étages	0.945	0.56

IV.10. Résultats de calcul :

Tableau IV.7: Période et facteur de participation
massique.

$f_{c28}=25\text{MPa}$					
Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.507083	2.2936	65.1805	2.2936	65.1805
2	0.473306	55.8812	3.467	58.1748	68.6475
3	0.392531	11.7238	0.2101	69.8986	68.8576
4	0.167176	0.5131	0.5178	70.4118	69.3753
5	0.125093	6.3566	9.1244	76.7683	78.4997
6	0.118285	9.3267	7.4873	86.0951	85.9871
7	0.099051	1.9508	0.0405	88.0459	86.0276
8	0.092498	0.9463	2.4382	88.9922	88.4658
9	0.081968	0.1294	0.0193	89.1216	88.4851
10	0.078379	0.1117	0.0557	89.2333	88.5408
11	0.073098	0.5324	0.3664	89.7657	88.9072
12	0.071746	0.1923	0.0051	89.958	88.9123
13	0.065052	0.0128	0.0011	89.9709	88.9134
14	0.059256	0.08	0.0009	90.0509	88.9143
15	0.054932	0.0146	0.0006	90.0655	88.9149
16	0.053559	5.7188	0.0272	95.7843	88.942
17	0.049696	0.0221	6.4663	95.8065	95.4084
18	0.04407	0.0002	0.0795	95.8066	95.4879

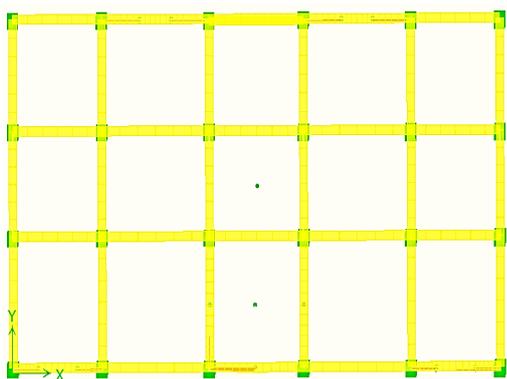


Figure IV.8 : Translation suivant y-y

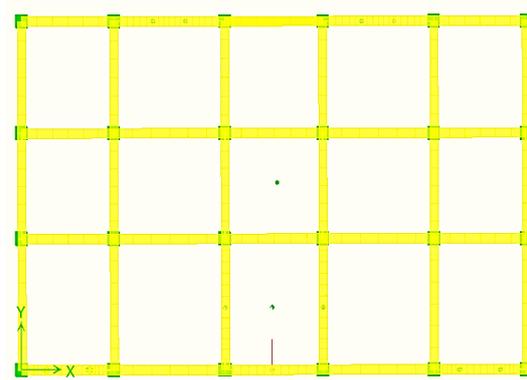


Figure IV.9 : Translation suivant x-x

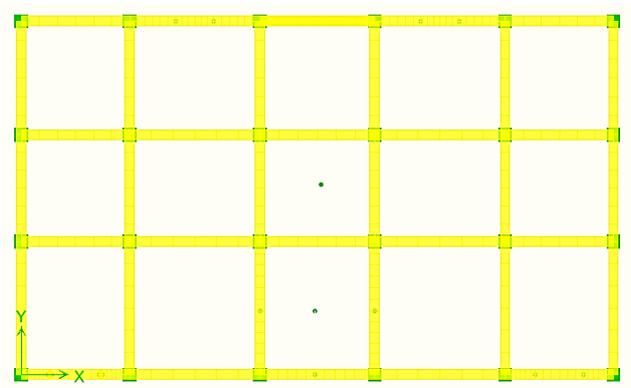


Figure IV.10 : Rotation suivant z-z

Tableau IV.8:Période et facteur de participation massique

f_{c28}=35MPa					
Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY
1	0.501073	2.9182	64.6399	2.9182	64.6399
2	0.467869	55.2027	4.4064	58.121	69.0463
3	0.387204	12.1838	0.2477	70.3048	69.2939
4	0.158211	0.5333	0.5595	70.838	69.8534
5	0.120799	6.2158	9.598	77.0538	79.4514
6	0.114369	9.4963	7.1552	86.5501	86.6066
7	0.09598	1.7718	0.0253	88.3219	86.6319
8	0.088073	0.9214	2.091	89.2432	88.7229
9	0.077515	0.1162	0.0143	89.3595	88.7372
10	0.07414	0.1235	0.0551	89.4829	88.7923
11	0.069335	0.5216	0.3454	90.0045	89.1377
12	0.067855	0.1755	0.0021	90.18	89.1398
13	0.061509	0.0153	0.0012	90.1953	89.1409
14	0.05603	0.0925	0.0012	90.2877	89.1421
15	0.051938	0.0367	0.001	90.3244	89.1431
16	0.051223	5.5047	0.0336	95.8292	89.1768
17	0.047522	0.029	6.207	95.8582	95.3837
18	0.042121	0.0003	0.0857	95.8584	95.4694

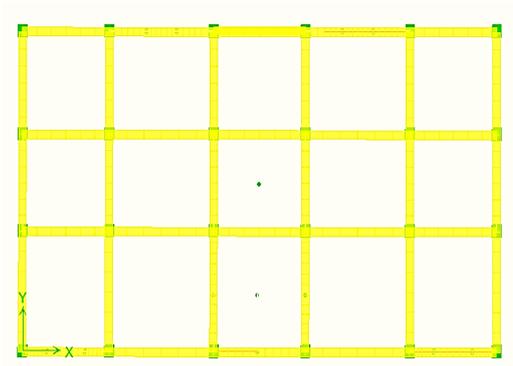


Figure IV.11: Translation suivant y-y

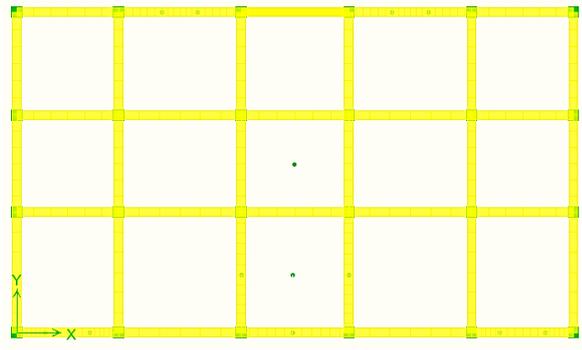


Figure IV.12: Translation suivant x-x

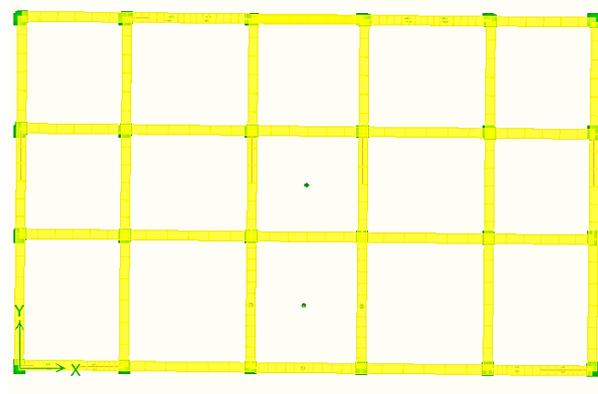


Figure IV.13 : Rotation suivant z-z

Constatations :

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $\begin{cases} T = 0.507 < T_{reg} = 0.598 \text{ s} & (f_{c28} = 25\text{MPa}) \\ T = 0.501 < T_{reg} = 0.676 \text{ s} & (f_{c28} = 35\text{MPa}) \end{cases}$
- La participation massique dépasse le seuil des 90 % à partir du 18^{ème} mode.
- Le mode 01 est un mode de translation parallèlement à l'axe global Y-Y.
- Le mode 02 est un mode de translation parallèlement à l'axe global X-X.
- Le mode 03 est un mode de rotation.

Remarque :

Tant que la période fondamentale ne dépasse pas la période réglementaire, maintenant, et étant donné que ce modèle est acceptable, il est nécessaire de vérifier l'effet P-Δ.

IV.11.Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{ADQ}{R}W$$

W : Poids total de la structure

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

$$V_x = \frac{0.2 \times 1.9 \times 1.15}{4} \times 1815.33 \Rightarrow V_x = 1983.248\text{KN}$$

$$V_y = \frac{0.2 \times 1.85 \times 1.15}{4} \times 1815.33 \Rightarrow V_y = 1931.057\text{KN}$$

Pour $f_{c28}=35\text{MPa}$

$$V_x = \frac{0.2 \times 1.9 \times 1.15}{4} \times 1791.94 \Rightarrow V_x = 1957.69\text{KN}$$

$$V_y = \frac{0.2 \times 1.85 \times 1.15}{4} \times 1791.94 \Rightarrow V_y = 1906.176\text{KN}$$

IV.11. Résultante des forces sismiques de calcul :

D'après le **RPA 99 V2003** (article 4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0,80 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0,8 V_s/V_t$.

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Tableau IV.9: comparaison entre l'effort statique et dynamique $f_{c28}=25\text{MPa}$

	0.8V _{statique} (KN)		V _{Dynamique}		V _{Dynamique} ≥ 0.8V _{statique}
L'effort	0.8V _x	0.8V _y	V _x	V _y	CV
Tranchant à la base	1586.59	1544.8456	1604.1859	1778.59	

Tableau IV.10: comparaison entre l'effort statique et dynamique $f_{c28}=35\text{MPa}$

	0.8V _{statique} (KN)		V _{Dynamique}		V _{Dynamique} ≥ 0.8 V _{statique}
L'effort	0.8V _x	0.8V _y	V _x	V _y	CV
Tranchant à la base	1566.152	1524.94	1591.45	1775.66	

IV.12. Calcul des déplacements : (RPA 99 V2003 (article 4.4.3, p59°)

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (4.-19)$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

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

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

Les résultats de la vérification des déplacements inter-étages selon les deux sens sont regroupés dans les tableaux ci-dessous.

Tableau IV.11: Vérification des déplacements inter-étages x

fc28=25MPa					
Niveau	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	1%*he	Vérification
TERR	0.009424436	0.0376977	0.007211	0.0306	oui
6T	0.00762168	0.0304867	0.0063239	0.0306	oui
5T	0.006040695	0.0241628	0.0063235	0.0306	oui
4T	0.004459821	0.0178393	0.0059464	0.0306	oui
3T	0.002973214	0.0118929	0.0054307	0.0306	oui
2T	0.001615549	0.0064622	0.0064622	0.0306	oui
1ET	0.000632456	0.0025298	0.0025298	0.0408	oui

Tableau IV.12: Vérification des déplacements inter-étages y

Niveau	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	1%*he	Vérification
TERR	0.012060265	0.0482411	0.0081731	0.0306	oui
6T	0.010016986	0.0400679	0.0086329	0.0306	oui
5T	0.007858753	0.031435	0.0082454	0.0306	oui
4T	0.005797413	0.0231897	0.0082444	0.0306	oui
3T	0.003736308	0.0149452	0.006699	0.0306	oui
2T	0.002061553	0.0082462	0.0082462	0.0306	oui
1ET	0.000728011	0.002912	0.002912	0.0408	oui

Tableau IV.13: Vérification des déplacements inter-étages x

fc28=35MPa					
Niveau	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	1%*he	Vérification
TERR	0.0091548	0.0366191	0.0068332	0.0306	oui
6ET	0.0074465	0.0297859	0.0064621	0.0306	oui
5ET	0.005831	0.0233238	0.0060913	0.0306	oui
4ET	0.0043081	0.0172325	0.0055706	0.0306	oui
3ET	0.0029155	0.0116619	0.0051997	0.0306	oui
2ET	0.0016155	0.0064622	0.0064622	0.0306	oui
1ET	0.0006325	0.0025298	0.0025298	0.0408	oui

Tableau IV.14: Vérification des déplacements inter-étages y

Niveau	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	1%*he	Vérification
TERR	0.0118596	0.0474384	0.0082057	0.0306	0.0118596
6ET	0.0098082	0.0392326	0.0083522	0.0306	0.0098082
5ET	0.0077201	0.0308804	0.0083522	0.0306	0.0077201
4ET	0.0056321	0.0225282	0.0078531	0.0306	0.0056321
3ET	0.0036688	0.0146751	0.0067052	0.0306	0.0036688
2ET	0.0019925	0.0079699	0.0079699	0.0306	0.0019925
1ET	0.000728	0.002912	0.002912	0.0408	0.000728

Les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le « RPA99 version 2003 »

IV.13. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peut être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau "k"

$$P_k = \sum (WGi + \beta Wqi)$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k"

$$V_k = \sum Fi$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : Hauteur de l'étage k

La vérification sera faite pour le cas statique

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.15 : Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant le sens X

fc28=25MPa						
Etages	P _k	Δ _k	V _x	h _k	θ _k	observation
6	2354.0949	0.007211	519.2170924	3.06	0.0106844	ok
5	4707.5551	0.0063239	832.4834308	3.06	0.0116865	
4	7127.2917	0.0063235	1080.963906	3.06	0.0136254	
3	9576.8732	0.0059464	1280.238778	3.06	0.0145368	
2	12056.3	0.0054307	1430.814148	3.06	0.0149542	
1	14570.163	0.0064622	1534.301131	3.06	0.0200545	
RDC	17478.329	0.0025298	1606.28454	4.08	0.0067469	

Tableau IV.16: Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant le sens Y

Etages	P _k	Δ _k	V _y	h _k	θ _k	observation
6	2354.0949	0.0081731	562.3677129	3.06	0.0111807	ok
5	4707.5551	0.0086329	922.0958478	3.06	0.0144031	
4	7127.2917	0.0082454	1206.417702	3.06	0.015919	
3	9576.8732	0.0082444	1435.015667	3.06	0.0179807	
2	12056.3	0.006699	1595.206923	3.06	0.0165458	
1	14570.163	0.0082462	1706.843282	3.06	0.023004	
RDC	17478.329	0.002912	1778.59011	4.08	0.0070139	

Tableau IV.17: Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant le sens X

f _{c28} =35MPa						
Etages	P _K	Δ _K	V _x	h _K	θ _K	observation
6	2354.0949	0.0068332	515.66337	3.06	0.0101944	ok
5	4707.5551	0.0064621	828.24942	3.06	0.0120029	
4	7127.2917	0.0060913	1075.0915	3.06	0.0131967	
3	9547.0282	0.0055706	1271.1683	3.06	0.0136725	
2	11966.765	0.0051997	1419.2028	3.06	0.0143281	
1	14416.346	0.0064622	1521.292	3.06	0.0200125	
RDC	17244.16	0.0025298	1591.4523	4.08	0.0067186	

Tableau IV.18 : Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ suivant le sens Y

Etages	P _K	Δ _K	V _y	h _K	θ _K	observation
6	2354.0949	0.0082057	563.32702	3.06	0.0112062	ok
5	4707.5551	0.0083522	924.6771	3.06	0.0138959	
4	7127.2917	0.0083522	1209.5729	3.06	0.0160832	
3	9547.0282	0.0078531	1436.5559	3.06	0.0170554	
2	11966.765	0.0067052	1595.3199	3.06	0.0164369	
1	14416.346	0.0079699	1705.8179	3.06	0.0220118	
RDC	17244.16	0.002912	1775.6595	4.08	0.0069314	

IV.14.Stabilité en renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

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

Avec :

$$M_{\text{renvx,y}} = \sum F_i h_i$$

$$M_{\text{résistantx,y}} = W_i \frac{L(x;y)}{2}$$

Tableau IV.19:Verification au renversement suivant x

f _{c28} =25MPa								
Etage	F _x	H _k	Mr	wk	lx/2	Mresit	Mresis/Mr	vérification
RDC	71.8909	4.08	293.31487	304.14	9.5	28893.3	98.506086	ok
1	103.353	7.14	737.94042	261.97	9.5	24887.15	33.7251482	
2	150.3761	10.2	1533.8362	258.52	9.475	24494.77	15.9696125	
3	199.0159	13.26	2638.9508	255.54	9.475	24212.415	9.17501557	
4	248.14925	16.32	4049.7958	252.56	9.45	23866.92	5.89336387	
5	312.87075	19.38	6063.4351	245.93	9.45	23240.385	3.83287435	
6	518.53	22.44	11635.813	236.67	9.45	22365.315	1.92211018	

Tableau IV.20:Verification au renversement suivant y								
Etage	Fy	H _k	Mr	wk	lx/2	Mrésist	Mrésist/Mr	vérification
RDC	71.75	4.08	292.74	304.14	9.5	28893.3	98.699529	ok
1	111.63	7.14	797.0382	261.97	9.5	24887.15	31.224539	
2	160.194	10.2	1633.9788	258.52	9.475	24494.77	14.990874	
3	228.596	13.26	3031.183	255.54	9.475	24212.415	7.9877775	
4	284.324	16.32	4640.1677	252.56	9.45	23866.92	5.1435469	
5	359.726	19.38	6971.4899	245.93	9.45	23240.385	3.3336325	
6	562.37	22.44	12619.583	236.67	9.45	22365.315	1.7722706	

Tableau IV.21:Verification au renversement suivant x								
fc28=35MPa								
Etage	Fx	H _k	Mr	wk	lx/2	Mrésist	Mrésist/Mr	vérification
RDC	70.16	4.08	286.2528	296.11	9.5	28130.45	98.271	ok
1	102.09	7.14	728.9226	255.54	9.5	24276.3	33.304	
2	148.03	10.2	1509.906	252.56	9.475	23930.06	15.849	
3	196.0768	13.26	2599.9784	252.56	9.475	23930.06	9.204	
4	246.843	16.32	4028.4778	252.56	9.45	23866.92	5.925	
5	312.589	19.38	6057.9748	245.93	9.45	23240.385	3.836	
6	515.66	22.44	11571.41	236.68	9.45	22366.26	1.933	

Tableau IV.22:Verification au renversement suivant y								
Etage	Fy	H _k	Mr	wk	lx/2	Mrésist	Mrésist/Mr	vérification
RDC	69.84	4.08	284.9472	296.11	9.5	28130.45	98.721623	ok
1	110.5	7.14	788.97	255.54	9.5	24276.3	30.769611	
2	158.76	10.2	1619.352	252.56	9.475	23930.06	14.777553	
3	226.99	13.26	3009.8874	252.56	9.475	23930.06	7.9504835	
4	284.89	16.32	4649.4048	252.56	9.45	23866.92	5.133328	
5	361.353	19.38	7003.0211	245.93	9.45	23240.385	3.3186227	
6	563.327	22.44	12641.058	236.68	9.45	22366.26	1.7693345	

Conclusion :

Etant donné que ce modèle est acceptable et vérifie toutes les conditions, donc il sera le modèle dans les calculs du prochain chapitre.



Chapitre V

Ferraillage des éléments résistants



V.1.Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conformément aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99 version 2003**.

Nous allons étudier le ferrailage des éléments structuraux, à l'aide du Logiciel SOCOTEC.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

V.2. Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications :

- La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau).

- Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque niveau.

- La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

V. 3. Section minimales et maximales :

Selon **RPA 99 version2003** Les pourcentages minimaux et maximaux pour chaque type d'élément sont donnés dans le tableau suivant :

TableauV.1 : Sections minimales et maximales

Élément	Section minimale	Section maximale	
		Zone courante	Zone de recouvrement
Poteau	0.9%	4%	6%
Poutre	0.5%	4%	4%
Voile	0.2%	/	/

V.3.1. Diamètre des barres :

Pour les voiles le diamètre des barres utilisées ne doit pas dépasser le dixième de l'épaisseur des voiles, ce qui nous donne un diamètre maximal de 20mm.

D'après **RPA 99 version 2003** Le diamètre minimal des barres longitudinales est de 12mm pour les poteaux et les poutres et de 10mm pour les voiles.

V.4. 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), compression, et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants:

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes:

Tableau V.2 : Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s
Durable	1.5	25	14.17	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400
	/	/	/	/	/	/
Durable	1.5	35	19.83	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	35	25.87	1	400	400

V.4.1. Recommandation selon RPA99 version 2003 :

D'après le **RPA99 version 2003**, pour une zone sismique **IIB**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

Leur pourcentage est limité par:

* $0.9\% < AS/B < 4\%$ Zone courante (Z.C)

* $0.9 < As/B < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

Avec :

As : La section d'acier.

B : Section du béton [cm²].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $50\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.4.2. Combinaison d'action :

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes:

a. Selon CBA 93 :

a.1. ELU: Situation durable **1,35G+1,5Q**

a.2. ELS: Situation durable **G+Q**

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle..... **G+Q±E**

0,8G±E

Avec:

G: Charges permanentes.

Q: Surcharge d'exploitation.

E: Action du séisme

Les poteaux vont être calculés en flexion composée, en ne considérant que le plus grand moment des deux moments orthogonaux agissant simultanément sur la section transversale du poteau

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants:

1- Effort normal maximal et le moment correspondant (M_{corr} ; N_{max})

2- Le moment maximum et l'effort correspondant (N_{corr} ; M_{max})

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie

Correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

Poteaux :

Combinaison : 0,8G±E

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

Tableau V.3 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (N_{\max} , M_{corr}).

Niveaux	Section	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'S (cm ²)	AS (cm ²)	$A_{S_{\min}}$ (cm ²)
RDC	40x40	-640.83	-12.292	SEC	0	0	14.4
1	40x40	-543.46	-23.007	SEC	0	0	14.4
2	35x35	-447.32	-18.903	SEC	0	0	11.025
3	35x35	-354.08	-24.052	SEC	0	0	11.025
4	30x30	-263.25	-16.026	SEC	0	0	8.1
5	30x30	-178.43	-17.6	SEC	0	0	8.1
6	30x30	-98.49	-18.251	SPC	0	0.45	8.1

Tableau V.4 : Ferraillages des poteaux situation accidentelle (M_{\max} , N_{corr}).

Niveaux	Section	N_{corr} (KN)	M_{\max} (KN.m)	Sollicitation	A'S (cm ²)	AS (cm ²)	$A_{S_{\min}}$ (cm ²)
RDC	40x40	-96.25	19.844	SPC	0	0.09	14.4
1	40x40	-486.75	-55.483	SEC	0	0	14.4
2	35x35	-53.94	47.076	SPC	0	3.2	11.025
3	35x35	-50.73	60.883	SPC	0	4.46	11.025
4	30x30	-48.89	40.425	SPC	0	3.42	8.1
5	30x30	-151.14	-42.271	SPC	0	2.38	8.1
6	30x30	-32.46	42.512	SPC	0	3.86	8.1

Situation durable :

Combinaison 1,35G+1,5Q :

Tableau V.5 : Ferraillages des poteaux situation durable (N_{\max} , M_{corr}).

Niveaux	Section	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'S (cm ²)	AS (cm ²)	$A_{S_{\min}}$ (cm ²)
RDC	40x40	-1053.77	2.083	SEC	0	0	14.4
1	40x40	-880.67	9.022	SEC	0	0	14.4
2	35x35	-720.67	6.439	SEC	0	0	11.025
3	35x35	-571.15	8.592	SEC	0	0	11.025
4	30x30	-426.45	5.897	SEC	0	0	8.1
5	30x30	-288.85	7.011	SEC	0	0	8.1
6	30x30	-158.49	7.919	SEC	0	0	8.1

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux situation durable (Mmax, Ncorr).

Niveaux	Section	Ncorr (KN)	Mmax (KN.m)	Sollicitation	A'S (cm ²)	AS (cm ²)	AS _{min} (cm ²)
RDC	40x40	631.96	13.087	SEC	0	0	14.4
1	40x40	512.87	24.406	SEC	0	0	14.4
2	35x35	415.29	18.221	SEC	0	0	11.025
3	35x35	326.68	23.157	SEC	0	0	11.025
4	30x30	247.34	16.021	SEC	0	0	8.1
5	30x30	175.41	17.748	SEC	0	0	8.1
6	30x30	120.26	19.049	SEC	0	0	8.1

Situation accidentelle :

Combinaison: G+Q±E

Tableau V.7: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Nmax, Mcorr).

Niveaux	Section	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Sollicitation	A'S (cm ²)	AS (cm ²)	AS _{min} (cm ²)
RDC	40x40	-887.23	-12.432	SEC	0	0	14.4
1	40x40	-748.91	-18.728	SEC	0	0	14.4
2	35x35	-614.57	-19.541	SEC	0	0	11.025
3	35x35	-485.36	-25.096	SEC	0	0	11.025
4	30x30	-359.73	-16.879	SEC	0	0	8.1
5	30x30	-241.48	-18.728	SEC	0	0	8.1
6	30x30	-129.7	-19.61	SEP	0	0.18	8.1

Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (Mmax, Ncorr)

Niveaux	Section	Ncorr (KN)	Mmax (KN.m)	Sollicitation	A'S (cm ²)	AS (cm ²)	AS _{min} (cm ²)
RDC	40x40	-226.13	22.365	SEC	0	0	14.4
1	40x40	-594.97	-60.872	SEC	0	0	14.4
2	35x35	-139.38	51.092	SEP	0	2.48	11.025
3	35x35	-117.74	65.971	SEP	0	4.1	11.025
4	30x30	-99.21	43.931	SEP	0	3.19	8.1
5	30x30	-187.65	-46.104	SEP	0	2.4	8.1
6	30x30	-53.9	46.776	SEP	0	4.06	8.1

Pour $f_{c28}=35\text{MPa}$ **Combinaison : 0,8G±E****Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{\max} , M_{corr}).**

Niveaux	Section	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'S (cm ²)	AS (cm ²)	$A_{s\text{min}}$ (cm ²)
RDC	35x35	-603.88	-8.771	SEC	0	0	11.025
1	35x35	-510.88	-19.44	SEC	0	0	11.025
2	30x30	-419.63	-15.078	SEC	0	0	8.1
3	30x30	-332.75	-18.498	SEC	0	0	8.1
4	30x30	-249.32	-19.22	SEC	0	0	8.1
5	30x30	-169.34	-18.994	SEC	0	0	8.1
6	30x30	-94.25	-19.771	SEP	0	0.66	8.1

Tableau V.10 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_{\max} , N_{corr}).

Niveaux	Section	N_{corr} (KN)	M_{\max} (KN.m)	Sollicitation	A'S (cm ²)	AS (cm ²)	$A_{s\text{min}}$ (cm ²)
RDC	35x35	-86.72	17.081	SPC	0	0.21	11.025
1	35x35	-53.43	47.198	SPC	0	3.21	11.025
2	30x30	-43.37	36.887	SPC	0	3.11	8.1
3	30x30	-37.83	43.118	SPC	0	3.86	8.1
4	30x30	-36.05	44.972	SPC	0	4.08	8.1
5	30x30	-138.75	-44.786	SPC	0	2.81	8.1
6	30x30	-29.19	45.126	SPC	0	4.18	8.1

Situation durable :**Combinaison 1,35G+1,5Q :****Tableau V.11: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{\max} , M_{corr}).**

Niveaux	Section	N_{\max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'S (cm ²)	AS (cm ²)	$A_{s\text{min}}$ (cm ²)
RDC	35x35	-991.03	1.72	SEC	0	0	11.025
1	35x35	-824.85	7.518	SEC	0	0	11.025
2	30x30	-671.85	5.093	SEC	0	0	8.1
3	30x30	-530.21	6.477	SEC	0	0	8.1
4	30x30	-397.41	7.119	SEC	0	0	8.1
5	30x30	-270.51	7.633	SEC	0	0	8.1
6	30x30	-150.2	8.569	SEC	0	0	8.1

Tableau V.12 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M_{max}, N_{corr}).

Niveaux	Section	N _{corr} (KN)	M _{max} (KN.m)	Sollicitation	A'S (cm ²)	AS (cm ²)	Asmin (cm ²)
RDC	35x35	564.99	10.689	SEC	0	0	11.025
1	35x35	452.32	21.223	SEC	0	0	11.025
2	30x30	362.77	14.872	SEC	0	0	8.1
3	30x30	-284.59	17.462	SEC	0	0	8.1
4	30x30	-216.91	18.751	SEC	0	0	8.1
5	30x30	-156.6	19.528	SEC	0	0	8.1
6	30x30	-101.93	21.862	SPC	0	0.95	8.1

Situation accidentelle :

Combinaison :G+Q±E

Tableau V.13 : Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{max}, M_{corr})

Niveaux	Section	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	Sollicitation	A'S (cm ²)	AS (cm ²)	Asmin (cm ²)
RDC	35x35	-836.73	-8.917	SEC	0	0	11.025
1	35x35	-703.96	-20.097	SEC	0	0	11.025
2	30x30	-575.83	-15.744	SEC	0	0	8.1
3	30x30	-454.52	-19.521	SEC	0	0	8.1
4	30x30	-338.83	-20.46	SEC	0	0	8.1
5	30x30	-227.99	-20.384	SEC	0	0	8.1
6	30x30	-123.47	-21.413	SPC	0	0.45	8.1

Tableau V.14: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N_{corr}, M_{max})

Niveaux	Section	N _{corr} (KN)	M _{max} (KN.m)	Sollicitation	A'S (cm ²)	AS (cm ²)	Asmin (cm ²)
RDC	35x35	-203.33	19.363	SEC	0	0	11.025
1	35x35	-147.06	51.832	SPC	0	2.45	11.025
2	30x30	-118.61	40.151	SPC	0	2.53	8.1
3	30x30	-96.1	46.933	SPC	0	3.57	8.1
4	30x30	-80.05	49.056	SPC	0	4	8.1
5	30x30	-171.36	-48.997	SPC	0	2.93	8.1
6	30x30	-48.76	49.754	SPC	0	4.45	8.1

V.4.3. Choix des armatures :**Tableau V.15 : Choix des armatures.**

f_{c28}=25Mpa						
Niveaux	Section	As'	As	Asmin	choix	Asadoptée
RDC	40x40	0	0.09	14.4	8T16	16.08
1	40x40	0	0	14.4	8T16	16.08
2	35x35	0	3.2	11.025	8T14	12.32
3	35x35	0	4.46	11.025	8T14	12.32
4	30x30	0	3.42	8.1	8T12	9.05
5	30x30	0	2.4	8.1	8T12	9.05
6	30x30	0	4.06	8.1	8T12	9.05

Tableau V.16 : Choix des armatures.

f_{c28}=35MPa :						
Niveaux	Section	As'	As	Asmin	Choix	Asadoptée
RDC	35x35	0	0.21	11.025	8T14	12.32
1	35x35	0	3.21	11.025	8T14	12.32
2	30x30	0	3.11	11.025	8T14	12.32
3	30x30	0	3.86	11.025	8T14	12.32
4	30x30	0	4.08	8.1	8T12	9.05
5	30x30	0	2.93	8.1	8T12	9.05
6	30x30	0	4.45	8.1	8T12	9.05

V.4.4. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

Béton :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

Acier :

Fissuration peu nuisible..... pas de vérification

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi_s = \text{Min}(\frac{2}{3} f_e, \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$

Fissuration très préjudiciable $\bar{\sigma}_s = 0.8 \xi_s$

Avec :

$\eta=1,6$ pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable,

$$\text{donc} \begin{cases} \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa pour } f_{28} = 25 \text{MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 228.63 \text{MPa pour } f_{28} = 35 \text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Poteaux :

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

Combinaison : G+Q

Tableau V.17 : Vérifications des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Section	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Sollicitation	σ_s	σ_s-	σ_{bc}	σ_{bc-}
RDC	40x40	-767.67	1.509	SEC	56.4	201.63	3.78	15
1	40x40	-641.64	6.54	SEC	50.9	201.63	3.47	15
2	35x35	-525.19	4.667	SEC	54.4	201.63	3.71	15
3	35x35	-416.41	6.229	SEC	45.8	201.63	3.16	15
4	30x30	-311.13	4.276	SEC	47.1	201.63	3.26	15
5	30x30	-211.07	5.084	SEC	35.6	201.63	2.52	15
6	30x30	-116.29	5.755	SEC	24.6	201.63	1.8	15

Tableau V.18 : Vérifications des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Section	Ncorr (KN)	Mmax (KN.m)	Sollicitation	σ_s	σ_s-	σ_{bc}	σ_{bc-}
RDC	40x40	-462.94	9.572	SEC	40.2	201.63	2.79	15
1	40x40	-375.65	17.831	SEC	39.8	201.63	2.86	15
2	35x35	-304.21	13.309	SEC	42.8	201.63	3.09	15
3	35x35	-239.33	16.916	SEC	40.5	201.63	3	15
4	30x30	-181.26	11.705	SEC	42.8	201.63	3.25	15
5	30x30	-128.62	12.968	SEC	39.2	201.63	3.11	15
6	30x30	-81.48	14.727	SEC	37.7	201.63	3.22	15

Pour $f_{c28}=35\text{MPa}$

Combinaison : G+Q

Tableau V.19 : Vérifications des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Section	Nmax (KN)	Mcorr (KN.m)	Sollicitation	σ_s	σ_s-	σ_{bc}	σ_{bc-}
RDC	35x35	721.81	1.246	SEC	69.2	228.63	4.64	21
1	35x35	600.87	5.45	SEC	62.3	228.63	4.25	21
2	30x30	489.58	3.692	SEC	68.8	228.63	4.71	21
3	30x30	386.57	4.697	SEC	57.3	228.63	3.98	21
4	30x30	290	5.164	SEC	45.7	228.63	3.22	21
5	30x30	197.73	5.537	SEC	34.6	228.63	2.49	21
6	30x30	110.27	6.227	SEC	24.5	228.63	1.84	21

Tableau V.20 : Vérifications des contraintes pour les poteaux.

Niveaux	Section	Ncorr (KN)	Mmax (KN.m)	Sollicitation	σs	σs-	Σbc	σbc-
RDC	35x35	413.81	7.818	SEC	47.2	228.63	3.29	21
1	35x35	331.25	15.507	SEC	47.6	228.63	3.45	21
2	30x30	265.72	10.864	SEC	52.1	228.63	3.84	21
3	30x30	208.5	12.759	SEC	48	228.63	3.63	21
4	30x30	158.98	13.703	SEC	43.9	228.63	3.42	21
5	30x30	114.85	14.271	SEC	40.4	228.63	3.29	21
6	30x30	74.86	15.996	SEC	39.3	228.63	3.43	21

V.4.5.Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau) :

Avant de calculer le ferraillage il faut d’abord faire la vérification prescrite par le RPA 99, dans le but d’éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{RPA 99V2003, P50, 7.4.3}$$

Avec :

N_d : L’effort normal de calcul s’exerce sur une section du béton.

B_c : Section de poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+E) et (0.8G+E) est représenté dans le tableau suivant :

Tableau V.21:Vérification des poteaux sous sollicitation normales.

f _{c28} =25MPa					
Poteaux	N _d (KN)	B _c (cm ²)	f _{c28} (MPa)	V	Observation V ≤ 0.3
RDC	887.23	40x40	25	0.22	Vérifiée
1 ^{er} étage	748.91	40x40	25	0.19	
2 ^{ème} étage	614.57	35x35	25	0.20	
3 ^{ème} étage	485.36	0.1225	25	0.16	
4 ^{ème} étage	359.73	30x30	25	0.16	
5 ^{ème} étage	241.48	30x30	25	0.11	
6 ^{ème} étage	129.7	30x30	25	0.06	

Tableau V.22: Vérification des poteaux sous sollicitation normales.

f_{c28}=35MPa					
Poteaux	N _d (KN)	B _c (cm ²)	f _{c28} (MPa)	V	Observation V ≤ 0.3
RDC	836.73	35x35	35	0.20	Vérifiée
1 ^{er} étage	703.96	35x35	35	0.16	
2 ^{ème} étage	575.83	30x30	35	0.18	
3 ^{ème} étage	454.52	30x30	35	0.14	
4 ^{ème} étage	338.83	30x30	35	0.11	
5 ^{ème} étage	227.99	30x30	35	0.07	
6 ^{ème} étage	123.47	30x30	35	0.04	

V.4.6. Vérification de l'effort tranchant :**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T}{bd} \leq \tau_{bu}$ pour poteau carré

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.

τ_{bu}: Contrainte limite de cisaillement du béton.

La valeur de la contrainte doit être limitée aux valeurs suivantes :

Selon le CBA 93 :

τ_{bu} = Min(0.13f_{c28}, 5MPa).....Fissuration peu nuisible

τ_{bu} = Min(0.10f_{c28}, 4MPa).....Fissuration préjudiciable et très préjudiciable

Selon le RPA 99V2003 :

τ_{bu} = ρ_d × f_{c28}.....RPA 99V2003, P64, 7.4.3.2

Avec : $\begin{cases} \rho_d = 0.075 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \rightarrow \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

λ_g = $\left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$RPA 99V2003, P64, 7.4.2.2

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

L_f = 0,7x l₀

L_f (Etage)= 2.142m

L_f (RDC)= 2.856

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poteaux :

Tableau V.23. Vérification de la contrainte du cisaillement pour les poteaux.

f_{c28}=25MPa							
Poteaux	T (KN)	τ _u (MPa)	λ _g	ρ _d	τ _{bu} (MPa)	τ _{bu} (MPa)BAEL	Observation
RDC	39.61	0.024	7.14	0.075	1.875	2.5	cv
1 ^{er} étage	39.61	0.082	7.14	0.075	1.875	2.5	cv
2 ^{ème} étage	32.53	0.057	6.12	0.075	1.875	2.5	cv
3 ^{ème} étage	32.53	0.074	6.12	0.075	1.875	2.5	cv
4 ^{ème} étage	30.27	0.051	7.14	0.075	1.875	2.5	Cv
5 ^{ème} étage	30.27	0.059	7.14	0.075	1.875	2.5	Cv
6 ^{ème} étage	30.27	0.102	7.14	0.075	1.875	2.5	Cv

Tableau V.24: Vérification de la contrainte du cisaillement pour les poteaux.

f_{c28}=35MPa							
Poteaux	T (KN)	τ _u (MPa)	λ _g	ρ _d	τ _{bu} (MPa)	τ _{bu} (MPa)BAEL	Observation
RDC	8.58	0.060	8.16	0.075	2.625	3.5	Cv
1 ^{er} étage	8.58	0.115	8.16	0.075	2.625	3.5	Cv
2 ^{ème} étage	32.18	0.176	7.14	0.075	2.625	3.5	Cv
3 ^{ème} étage	32.18	0.212	7.14	0.075	2.625	3.5	Cv
4 ^{ème} étage	32.18	0.222	7.14	0.075	2.625	3.5	Cv
5 ^{ème} étage	32.18	0.222	7.14	0.075	2.625	3.5	Cv
6 ^{ème} étage	32.18	0.223	7.14	0.075	2.625	3.5	Cv

Remarque :

Pour τ_{bu}f_{c28}=35MPa est supérieur par rapport τ_{bu} f_{c28}=25MPa

V.4.7.Calcul le ferraillage transversale :(RPA2003)

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e} \quad (7.1)$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h₁ : Hauteur total de la section brute.

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

ρ_a: Coefficient correcteur (tient compte de la rupture).

ρ_a= 2.5 Si l'élançement géométrique λ_g≥5.

ρ_a= 3.75 Si l'élançement géométrique λ_g<5.

f_e= 400 MPa.

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

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right) \dots \dots \dots \text{BAEL 91modifié 99, page 196}$$

Avec

Φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinal du poteau.

t : espacement des armatures transversales :

$t \leq 10$ cm en zone nodale (zone IIb).

$t \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10\Phi_1)$ en zone courante.

donc:

t = 10 cm.

t' = 12 cm.

La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone IIb).....RPA99

Pour $f_{c28}=25\text{PMa}$

$\Phi = 1,6$ cm $\rightarrow L_r = 1,6 \times 50 = 80$ cm, alors on adopte: $L_r = 80$ cm.

$\Phi = 1,4$ cm $\rightarrow L_r = 1,4 \times 50 = 70$ cm, alors on adopte: $L_r = 70$ cm.

$\Phi = 1,2$ cm $\rightarrow L_r = 1,2 \times 50 = 60$ cm, alors on adopte: $L_r = 60$ cm.

Pour $f_{c28}=35\text{PMa}$

$\Phi = 1,4$ cm $\rightarrow L_r = 1,6 \times 50 = 70$ cm, alors on adopte: $L_r = 70$ cm.

$\Phi = 1,2$ cm $\rightarrow L_r = 1,2 \times 50 = 60$ cm, alors on adopte: $L_r = 60$ cm.

La Longueur des zones nodales :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right) \text{ cm RPA99 V2003; page 63}$$

Tableau V.25 : Longueur de la zone nodale.

Niveau	RDC	Etage courant
h' (cm)	68 cm	60 cm

Les résultats de ferraillage transversal sont regroupe dans le tableau suivant:

Pour $f_{c28}=25\text{PMa}$

Tableau V.26 : La section des armatures transversal des poteaux

Etage	h(cm)	Vu (KN)	λ_g	ρ_a	fe (Mpa)	t(cm)	t'(cm)	At calculer (cm ²)
RDC	40	39.61	7.14	2.5	400	10	12	0.62
1	40	39.61	7.14	2.5	400	10	12	0.62
2	35	32.53	6.12	2.5	400	10	12	0.58
3	35	32.53	6.12	2.5	400	10	12	0.58
4	30	30.27	7.14	2.5	400	10	12	0.63
5	30	30.27	7.14	2.5	400	10	12	0.63
6	30	30.27	7.14	2.5	400	10	12	0.63

Tableau V.27:Ferraillage transversale des poteaux.

Niveau	$(\Phi t \leq \min(h/35; b/10; \Phi))$		Espacement de Ferraillage transversal	
	Φ	choix	t (cm) zone nodale	t' (cm) zone courante
RDC ; 1 ^{er} étage	1.14	4T8	10	12
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} étages	1	4Φ8	10	12
4 ^{ème} ;5 ^{ème} ;6 ^{ème} étages	0.857	4Φ8	10	12

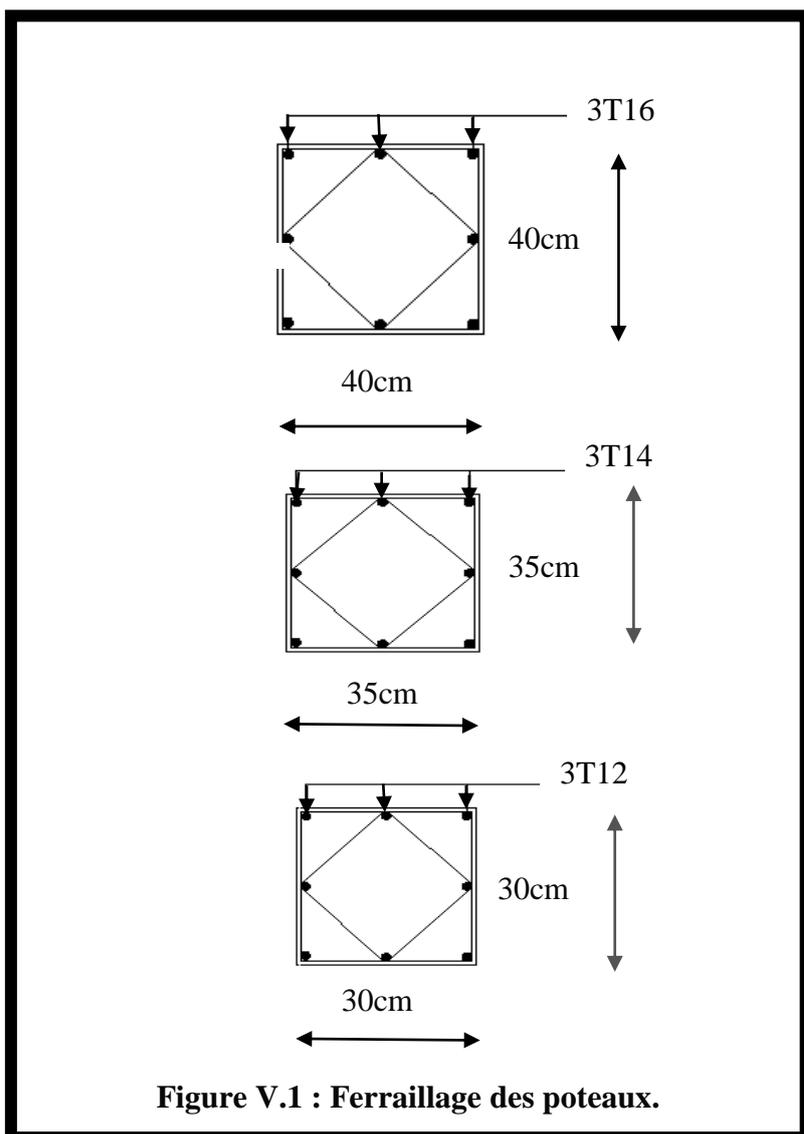
Pour $f_{c28}=35\text{PMa}$

Tableau V.28 : La section des armatures transversal des poteaux.

Etage	h(cm)	Vu (KN)	λ_g	ρ_a	fe (Mpa)	t(cm)	t'(cm)	Atcalculer(cm2)
RDC	35	8.58	8.16	2.5	400	10	12	0.15
1	35	8.58	8.16	2.5	400	10	12	0.15
2	30	32.18	7.14	2.5	400	10	12	0.67
3	30	32.18	7.14	2.5	400	10	12	0.67
4	30	32.18	7.14	2.5	400	10	12	0.67
5	30	32.18	7.14	2.5	400	10	12	0.67
6	30	32.18	7.14	2.5	400	10	12	0.67

Tableau V.29:Ferraillage transversale des poteaux

Niveau	$(\Phi t \leq \min(h/35; b/10; \Phi))$		Espacement de Ferraillage transversal	
	Φ	Choix	t (cm) zone nodale	t' (cm) zone courante
RDC ; 1 ^{er}	1	4Φ8	10	12
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} ;4 ^{ème} ;5 ^{ème} ;6 ^{ème} étages	0.857	4Φ8	10	12



V.5. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé à ligne moyenne rectiligne coulés, qui permet l'acheminement des charges, surcharges et effort amenant des planches aux éléments verticaux de contreventement, on distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, et les poutres secondaires qui assurent le chaînage, disposées parallèlement aux poutrelles.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par logicielle de calcul ETABS, en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le **RPA99/version 2003** et le **BAEL 91**.

1. Situation durable ELU :.....1, 35G+1,5Q.

2. Situation accidentelle :G+Q+E .

Les poutres sont étudiées en flexion simple, elles sont sollicitées par des moments fléchissant et des efforts tranchants.

- Poutres principales (30x40) cm².
- Poutres secondaires (30x35) cm².

Pour le ferrailage on doit respecter les pourcentages d'acier donnés par **RPA99/version 2003** en zone IIb.

V.5.1. Recommandations selon RPA99 version 2003

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
- ✓ 4% en zone courante.
- ✓ 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone IIb.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

V.5.2. Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

- Sens porteur (poutre porteuse).
- Sens non porteur (poutre secondaire).

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Pour $f_{c28} = 25$ MPa

1. Sens porteur :

a. Situation durable :

Combinaison 1.35G+1.5Q

Tableau V.30:Ferraillage des poutres porteuses (situation durable).

Niveau	section	Position	Mmax	As	A's
RDC et 1 ^{er} étage	30x40	Travée	46.69	3.79	0
		Appui	51.184	3.59	0
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages		Travée	46.858	3.81	0
		Appui	56.75	3.99	0
4 ,5 et 6 ^{eme} étages		Travée	55.75	4.57	0
		Appui	62.24	4.4	0

b. Situation accidentelle :

G+Q+E

Tableau V.31 : Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Niveau	section	Position	Mmax	As	A's
RDC et 1 ^{er} étage	30x40	Travée	46.69	3.79	0
		Appui	51.184	3.59	0
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages		Travée	46.858	3.81	0
		Appui	56.75	3.99	0
4 ,5 et 6 ^{eme} étages		Travée	55.75	4.57	0
		Appui	62.24	4.4	0

2. Sens non porteur :

a. Situation durable :

Combinaison 1.35G+1.5Q

Tableau V.32 : Ferraillage des poutres non porteuses (situation durable).

Niveau	section	Position	Mmax	As	A's
RDC et 1 ^{er} étage	30x35	Travée	18.248	1.68	0
		Appui	21.192	1.69	0
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étages		Travée	16.516	1.51	0
		Appui	17.744	1.41	0
4 ,5 et 6 ^{eme} étages		Travée	17.54	1.61	0
		Appui	19.56	1.56	0

b. Situation accidentelle:

G+Q+E

Tableau V.33: Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle).

Niveau	section	Position	Mmax	As	A's
RDC et 1 ^{er} étage	30x35	Travée	26.572	2.47	0
		Appui	36.128	2.92	0
2 ^{eme} et 3 ^{eme}		Travée	34.33	3.22	0
		Appui	45.44	3.71	0
4 ^{eme} ,5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages		Travée	38.948	3.68	0
		Appui	46.792	3.83	0

Pour $f_{c28} = 35$ MPa

1.Sens porteur :

a. Situation durable :

Combinaison 1.35G+1.5Q

Tableau V.34 : Ferraillage des poutres porteuses (situation durable).

Niveau	section	Position	Mmax	As	A's
RDC ,1 ^{er} étage	30x40	Travée	44.82	3.69	0
		Appui	53.08	3.79	0
2 ^{eme} ,3 ^{eme} , 4 ^{eme} ,5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages		Travée	58.33	4.86	0
		Appui	67.16	4.18	0

b. Situation accidentelle :

G+Q+E

Tableau V.35 : Ferraillage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Niveau	section	Position	Mmax	As	A's
RDC ,1 ^{er} étage	30x40	Travée	37.556	3.48	0
		Appui	50.144	3.58	0
2 ^{eme} ,3 ^{eme} , 4 ^{eme} ,5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages		Travée	50.688	4.19	0
		Appui	68.232	4.92	0

2. Sens non porteur :

a. Situation durable :

Combinaison 1.35G+1.5Q

Tableau V.36 : Ferraillage des poutres non porteuses (situation durable).

Niveau	section	Position	Mmax	As	A's
RDC ,1 ^{er} étage	30x35	Travée	18.854	1.75	0
		Appui	21.816	1.76	0
2 ^{eme} ,3 ^{eme} , 4 ^{eme} ,5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages		Travée	15.886	1.47	0
		Appui	20.544	1.65	0

b. Situation accidentelle :

G+Q+E

Tableau V.37 : Ferraillage des poutres non porteuses (situation accidentelle).

Niveau	section	Position	Mmax	As	A's
RDC ,1 ^{er} étage	30x35	Travée	28.926	2.71	0
		Appui	38.744	3.16	0
2 ^{eme} ,3 ^{eme} , 4 ^{eme} ,5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages		Travée	43.332	4.12	0
		Appui	50.008	4.11	0

V.5.3.Choix des armatures :

Remarque : Plusieurs choix sur le ferraillage ont été faite, de telles manières à vérifier toutes les conditions.

Le ferraillage final adopté est donné par le tableau suivant :

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

1. Sens porteur :

Tableau V.38 : Choix des armatures pour les poutres principales.

Niveau	Section(cm ²)	Position	As min RPA	As calc	Choix	As adpt
RDC ,1 ^{er} étage	30x40	Travée	6	3.79	2T14+3T14	7.70
		Appui	6	3.59	2T14+3T14	7.70
2 ^{eme} ,3 ^{eme} étages		Travée	6	3.81	2T14+3T14	7.70
		Appui	6	3.99	2T14+3T14	7.70
4 ^{eme} ,5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages		Travée	6	4.57	2T14+3T14	7.70
		Appui	6	4.4	2T14+3T14	7.70

2. Sens non porteur :

Tableau V.39 : Choix des armatures pour les poutres secondaires.

Niveau	Section	Position	As min RPA	As calc	Choix	As adpt
RDC ,1 ^{er} étage	30x35	Travée	5.25	2.71	2T12+3T14	6.88
		Appui	5.25	3.16	2T12+3T14	6.88
2 ^{eme} ,3 ^{eme} étages		Travée	5.25	4.12	2T12+3T14	6.88
		Appui	5.25	4.11	2T12+3T14	6.88
4 ^{eme} ,5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages		Travée	5.25	2.71	2T12+3T14	6.88
		Appui	5.25	3.16	2T12+3T14	6.88

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

1. Sens porteur :

Tableau V.40 : Choix des armatures pour les poutres principales.

Niveau	Section	Position	As min RPA	As calc	Choix	As adpt
RDC ,1 ^{er} étage	30x40	Travée	6	3.69	2T14+3T14	7.70
		Appui	6	3.79	2T14+3T14	7.70
2 ^{eme} ,3 ^{eme} , 4 ^{eme} ,5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages		Travée	6	4.86	2T14+3T14	7.70
		Appui	6	4.18	2T14+3T14	7.70
		Appui	6	4.92	2T14+3T14	7.70

2. Sens non porteur :

Tableau V.41 : Choix des armatures pour les poutres secondaires.

Niveau	Section	Position	As min RPA	As calc	Choix	As adpt
RDC ,1 ^{er} étage	30x35	Travée	5.25	2.47	2T12+3T14	6.88
		Appui	5.25	2.92	2T12+3T14	6.88
2 ^{eme} ,3 ^{eme} , 4 ^{eme} ,5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages		Travée	5.25	3.22	2T12+3T14	6.88
		Appui	5.25	3.71	2T12+3T14	6.88
		Appui	5.25	3.83	2T12+3T14	6.88

V.5.4. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

Tableau V.42 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	$A_{S(\text{min})}^{\text{choisi}}$ (cm ²)	A_S^{min} (cm ²)	vérification
30x40	7.70	1.45	vérifiée
30x35	6.88	1.28	vérifiée

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$f_{t28} = 2.7 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$

Tableau V.43 : Vérification de la condition de non fragilité.

Section (cm ²)	$A_{S(\text{min})}^{\text{choisi}}$ (cm ²)	A_S^{min} (cm ²)	vérification
30x40	7.70	1.86	vérifiée
30x35	6.88	1.36	vérifiée

La condition de non fragilité est vérifiée pour les deux f_{c28} .

V.5.5. Vérification vis-à-vis de L'ELS :

Pour $f_{c8} = 25 \text{ MPa}$

Sens porteur :

Combinaison G+Q

Tableau V.44 : Vérification des poutres principales.

Niveau	Section	Position	Mser (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc}^- (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ_s^- (Mpa)	vérification
RDC, 1 ^{er} étage	30x40	Travée	30.99	3.17	15	109.1	201.63	vérifiée
		Appui	37.12	3.80	15	130.7	201.63	vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	30x40	Travée	33.982	3.47	15	119.6	201.63	vérifiée
		Appui	41.168	4.21	15	144.9	201.63	vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ém} e étages	30x40	Travée	40.722	4.16	15	143.3	201.63	vérifiée
		Appui	45.408	4.64	15	159.8	201.63	vérifiée

Sens non porteur :

Combinaison G+Q

Tableau V.45 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS.

Niveau	Section	Position	Mser (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc}^- (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ_s^- (Mpa)	vérification
RDC, 1 ^{er} étage	30x40	Travée	13.52	1.81	15	61	201.63	vérifiée
		Appui	15.70	2.1	15	70.8	201.63	vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	30x40	Travée	12.02	1.61	15	54.2	201.63	vérifiée
		Appui	12.95	1.73	15	58.4	201.63	vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	30x40	Travée	12.76	1.71	15	57.6	201.63	vérifiée
		Appui	14.29	1.91	15	64.5	201.63	vérifiée

Pour $f_{c28} = 35$ MPa

Sens porteur :

Combinaison G+Q

Tableau V.46 : Vérification des poutres principales

Niveau	Section	Position	Mser (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc}^- (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ_s^- (Mpa)	vérification
RDC, 1 ^{er} étage	30x35	Travée	31.806	5.17	21	164.6	228.63	vérifiée
		Appui	38.504	6.26	21	199.2	228.63	vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème} , 4 ^{ème} , 5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	30x35	Travée	42.61	6.93	21	220.5	228.63	vérifiée
		Appui	48.76	7.93	21	225.6	228.63	vérifiée

Sens non porteur :

Combinaison G+Q

Tableau V.47 : Vérification des poutres secondaires à l'ELS

Niveau	Section	Position	Mser (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc}^- (Mpa)	σ_s (Mpa)	σ_s^- (Mpa)	vérification
RDC ,1 ^{er} étage	30x35	Travée	13.97	2.27	21	72.3	228.63	vérifiée
		Appui	16.16	2.63	21	83.6	228.63	vérifiée
2 ^{ème} ,3 ^{ème} ,4 ^{ème} ,5 ^{ème} , 6 ^{ème} étages	30x35	Travée	12.938	2.1	21	66.9	228.63	vérifiée
		Appui	14.952	2.43	21	77.3	228.63	vérifiée

V.5.6. Vérification de l'effort tranchant :

a. Vérification de la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \tau_u^-$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

$\tau_u^- = \min(0.10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa}$ (Fissuration préjudiciable).

Tableau V.48 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

f_{c8}= 25 MPa					
Niveau	Section (cm ²)	T _u ^{max} (KN)	τ_u (MPa)	τ_u^- (MPa)	vérifié
RDC ,1 ^{er} étage	30x40	85.83	0.79	2.5	oui
	30x35	37.25	0.39	2.5	oui
2 ^{ème} ,3 ^{ème} étages	30x40	89.89	0.83	2.5	oui
	30x35	29.65	0.31	2.5	oui
4 ^{ème} ,5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	30x40	100.62	0.93	2.5	oui
	30x35	30.05	0.32	2.5	oui

$$\tau_u^- = \min(0.10f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.5\text{MPa} \text{ (Fissuration préjudiciable).}$$

Tableau V.49 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

f_{c8}= 35 MPa					
Niveau	Section (cm ²)	T _u ^{max} (KN)	τ _u (MPa)	τ _u ⁻ (MPa)	vérifié
RDC , 1 ^{er} étage	30x40	87.4	0.81	3.5	oui
	30x35	137.79	1.46	3.5	oui
2 ^{eme} ,3 ^{eme} ,4 ^{eme} ,5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	30x40	103.64	1.09	3.5	oui
	30x35	30.28	0.32	3.5	oui

b. Calcul des armatures transversales :

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

Selon le BAEL 91 modifié 99:

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

Selon le RPA 99 version 2003:

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

Avec :

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

On prend : Øt=8mm

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Pour $f_{c8} = 25 \text{ MPa}$

Tableau V.50 : Calcul des armatures transversales.

sens	Tu (KN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		$S_t^{\max}(\text{cm})$		A_t^{\max} (cm^2)	choix
			St (cm)	$S_t(\text{cm})$ Z N	$S_t(\text{cm})$ ZC	ZN	ZC		
Porteur	100.62	0.93	32.4	10	20	10	20	1.8	4T8
Non porteur	37.25	0.39	28.35	8.75	17.5	9	15	1.35	4T8

Pour $f_{c8} = 35 \text{ MPa}$

Tableau V.51 : Calcul des armatures transversales.

sens	Tu (KN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		$S_t^{\max}(\text{cm})$		A_t^{\max} (cm^2)	Choix
			St (cm)	$S_t(\text{cm})$ Z N	$S_t(\text{cm})$ ZC	ZN	ZC		
Porteur	103.64	1.09	32.4	10	20	10	20	1.8	4T8
Non porteur	137.79	1.46	28.35	8.75	17.5	9	15	1.35	4T8

V.5.7. Recouvrement des armatures longitudinales :

$L_f = 40\varnothing$ (zone IIb)

L_f : Longueur de recouvrement.

On a :

$\varnothing = 20\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 80\text{cm}$

$\varnothing = 16\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 64\text{cm}$

$\varnothing = 14\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 56\text{cm}$

$\varnothing = 12\text{mm} \dots \dots \dots L_r = 48\text{cm}$

V.5.8. Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures : $h' \geq \begin{cases} \frac{L^{\max}}{4} \\ \frac{L^{\max}}{5} \end{cases}$

Appuis en travée de rive
Appuis en intermédiaire

Avec :

$L = \max (L_{\text{gauche}} ; L_{\text{droite}})$

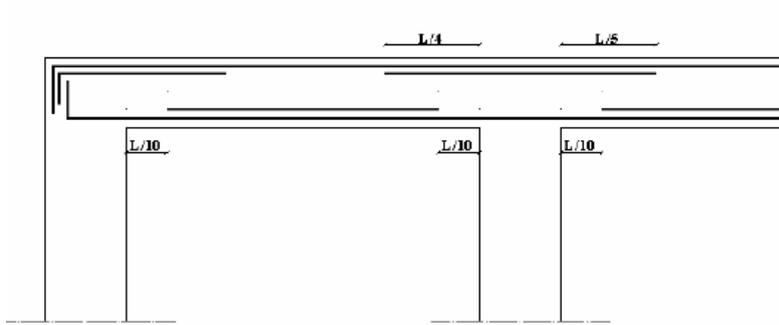


Figure V.2. Arrêt des barres

V.5.9. Vérification de la flèche :

Flèche total : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f^-$

Tel que :

- Poutre porteuse : $f_1^- = \frac{L}{500} = 0.82 \text{ cm}$ ($L=4.10\text{m} < 5$)
- Poutre secondaire : $f_1^- = \frac{L}{500} = 0.82 \text{ cm}$ ($L=4.10\text{m} < 5$)

f_i Flèche dues aux charges instantanées .

f_v Flèche dues aux charges de longues durées.

-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 :

$$I_{fi} = \frac{1.1I_0}{1+\mu\gamma_1}; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1+\mu\gamma_1}$$

Avec :

$$\gamma_1 = \frac{0.05f_{t28}}{\delta(2 + 3\frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{ pour la déformation instantanée.}$$

$$\gamma_v = \frac{0.02f_{t28}}{\delta(2+3\frac{b_0}{b})} \dots \dots \dots \text{ pour la déformation différée.}$$

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

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

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

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

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh\left(y - \frac{h}{2}\right)^2 - 15A_s(d - y_1)^2$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Pour $f_{c8} = 25 \text{ MPa}$

Tableau V.52 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	γ_l	γ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
Poutre principale	33.98	7.7	21.40	0.0071	122.59	2.957	1.183	0.34	137758.96	75564.16	98243.47
poutre secondaire	12.02	6.88	18.75	0.0073	55.45	2.876	1.151	0.1	92056.93	78644.47	90802.76

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 3216.20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 10818.857 \text{ MPa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre porteuse):

$$f_{i1} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 2.35 \text{ mm}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 5.37 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = f_{v1} - f_{i1} = 3.02 \text{ mm} \leq f^- = 8.2 \text{ mm}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse):

$$f_{i2} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 0.79 \text{ mm}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v2} = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 2.056 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = f_{v2} - f_{i2} = 1.266 \text{ mm} \leq f^- = 8.2 \text{ mm}$$

Tableau V.53 : Vérification de la flèche.

Section	f_v (mm)	f_i (mm)	f (mm)	f^- (mm)	observation
30x40	5.37	2.35	3.02	8.2	Vérifier
30x35	2.056	0.79	1.266	8.2	vérifier

Pour $f_{c8} = 35 \text{ MPa}$

Tableau V.54 : Tableau récapitulatif du calcul de la flèche

Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm^2)	y_1 (cm)	δ	σ_s (MPa)	γ_l	γ_v	μ	I_0 (cm^4)	I_{fi} (cm^4)	I_{fv} (cm^4)
Poutre principale	42.61	7.7	21.40	0.0071	122.59	3.80	1.52	0.24	137758.97	79254.64	100937.10
poutre secondaire	12.938	6.88	18.75	0.0073	55.45	3.698	1.48	-0.09	92056.94	151777.07	106203.20

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 35981.73 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 12102.94 \text{ MPa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre porteuse):

$$f_{i1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 2.51 \text{ mm}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v1} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 5.86 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = f_{v1} - f_{i1} = 3.35 \text{ mm} \leq f^- = 8.2 \text{ mm}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées (poutre non porteuse):

$$f_{i2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} = 3.98 \text{ mm}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_{v2} = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} = 1.69 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = f_{v2} - f_{i2} = -2.29 \text{ mm} \leq f^- = 8.2 \text{ mm}$$

Tableau V.55 : Vérification de la flèche.

Section	fv(mm)	fi(mm)	f (mm)	f-(mm)	observation
30x40	5.85	2.51	3.02	8.2	Vérifier
30x35	3.98	1.69	-2.29	8.2	vérifier

Le ferrailage des poutres porteuses et non porteuses pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ et $f_{c28}=35\text{MPa}$

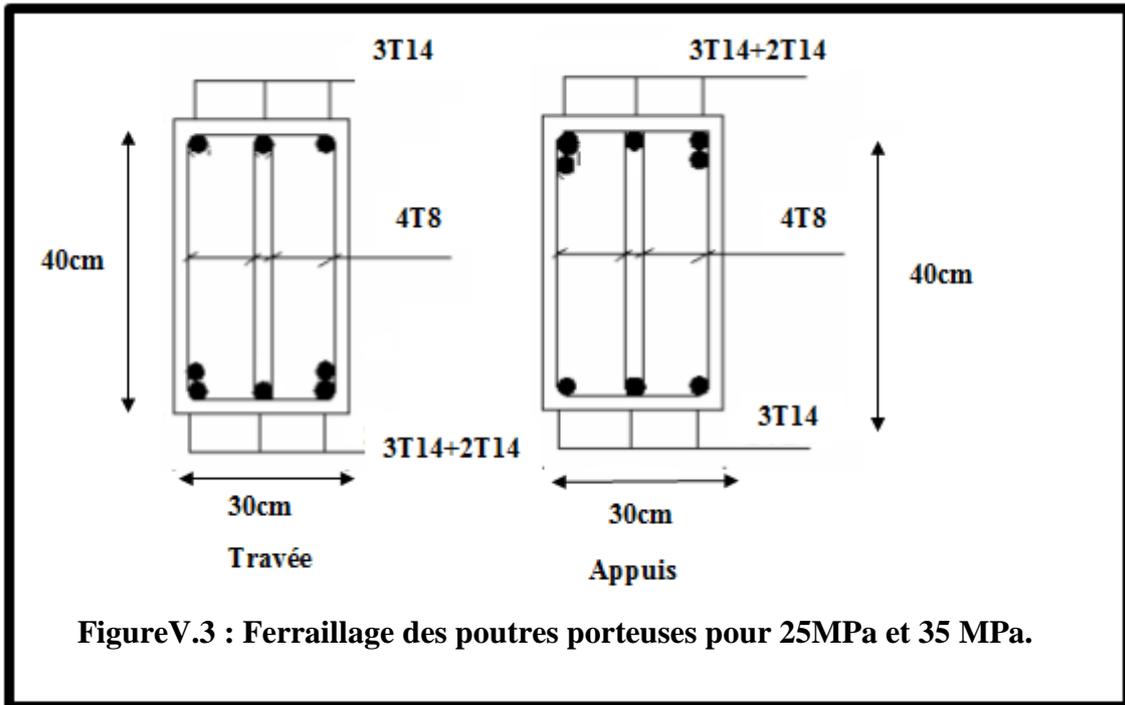


Figure V.3 : Ferraillage des poutres porteuses pour 25MPa et 35 MPa.

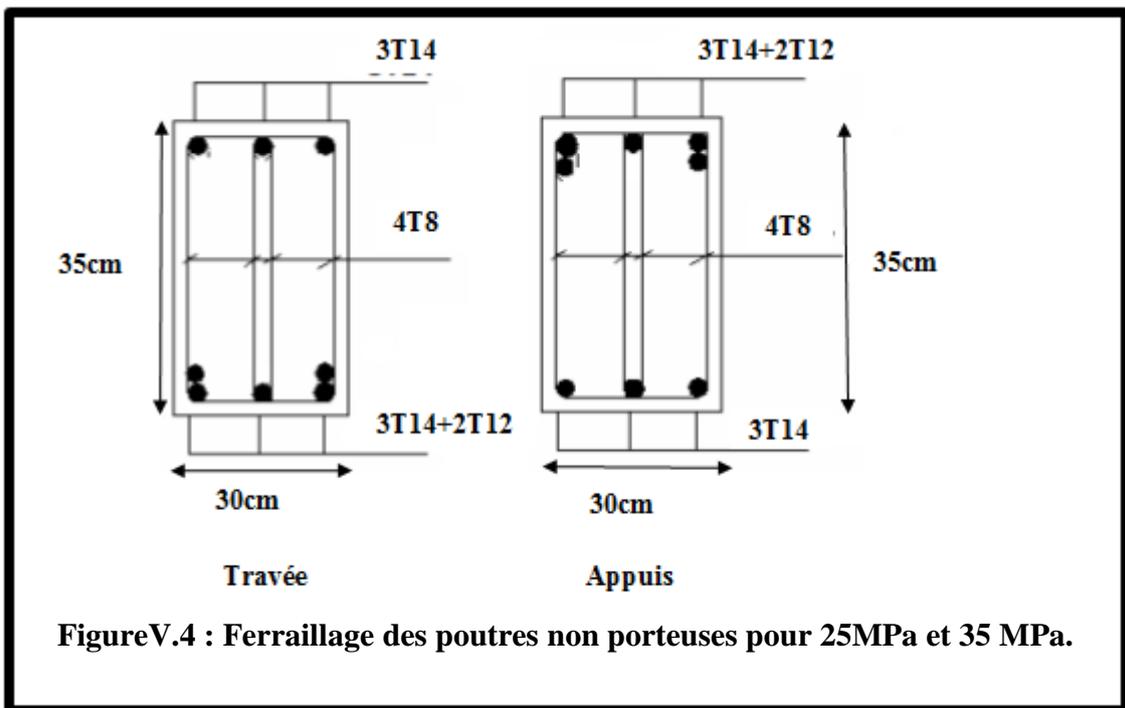


Figure V.4 : Ferraillage des poutres non porteuses pour 25MPa et 35 MPa.

V.6. Ferrailage des voiles :

V.6.1. Généralités :

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant.

On devra disposer les armatures suivantes :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Principe de calcul :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon R.P.A 99 sous les efforts N_{max} et M_{corr} ,

- Pour le ferrailage : $0.8 G \pm E$
- Pour la vérification : $G + Q \pm E$

1) Armatures verticales :

On utilise la méthode de Navier :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

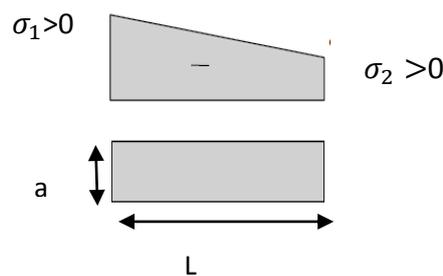
I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1er cas :

$(\sigma_1, \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue)

La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{min} = 0.20\% . a . L$).



FigureV.5 :1^{er}cas $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$

2ème Cas :

$(\sigma_1, \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue (pas de zone comprimée)
 \Rightarrow On calcul le volume des contraintes de traction Ft

D'où la section des armatures verticales $AV = Ft / f_e$

On compare AV avec la section minimale.

Si : $AV \leq A_{min} = 0.20\% . a . L$ on ferraille avec la section minimale

Si : $AV > A_{min} = 0.20\% . a . L$ on ferraille avec AV

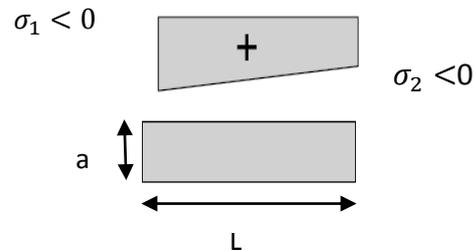


Figure V.6 : 2^{er} cas $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$

3ème cas :

(σ_1, σ_2) Sont de signe différent \Rightarrow la section du voile est partiellement comprimée
 \Rightarrow On calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

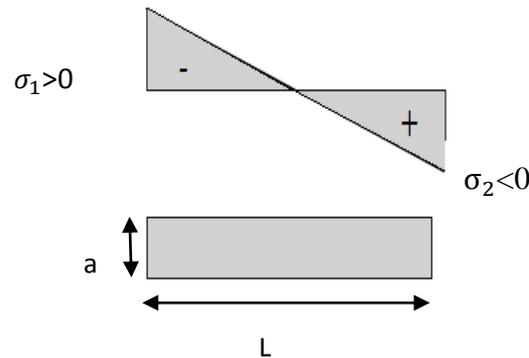


Figure V.7 : 3^{ème} cas $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$

2) Armatures horizontales :

Ces armatures doivent être supportées les efforts de traction.

D'après (R.P.A 99, article 7-7-2, page 59) : —

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \times d} \leq \tau_b^-$$

Avec :

$\bar{T} = 1,4 T$ calcul $\Rightarrow T$: effort tranchant du au séisme.

b_0 : Épaisseur du voile.

d : $0,9 . h$ – (hauteur utile).

h : hauteur totale de la section brute.

τ_b^- : Contrainte admissible du béton.

Le pourcentage minimal d'armatures est :

- $A = 0,15\% \text{ a } .1\text{m} \Rightarrow \tau_b \leq 0,025 . f_{c28} = 0,5 \text{ MPa}$
- $A = 0,25\% \text{ a } .1\text{m} \Rightarrow \tau_b > 0,025 . f_{c28} = 0,5 \text{ MPa}$

- L'espacement : S (1,5a, 30cm) d'après (R.P.A 99).
- Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
 - 40 ϕ : Les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible
 - 20 ϕ : Les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des charges.
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

3) Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires à la face du voile sont des épingles en nombre au moins 4 épingles au mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

V.6.2.Exemple de calcul :

Voile1 : voile rectangulaire avec deux poteaux aux extrémités avec des caractéristiques suivants :

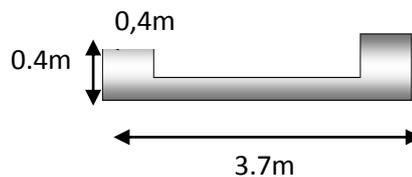


Figure V.8 : Voile v1

$$A = 0.9 \text{ m}^2$$

$$V = V' = 1.85 \text{ m}$$

$$I = 1.282 \text{ m}^4$$

$$B = 0.40 \text{ m}$$

$$H = 0.40 \text{ m}$$

$$B1 = 0.20 \text{ m}$$

Les efforts sous la combinaison $0.8G \pm E$ sont donnés comme suit:

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

$$\text{Pour } N = 3219.03 \text{ KN}$$

$$M = 6889.78 \text{ KN.m}$$

$$T = 1202.76 \text{ KN}$$

1. Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times V}{I} = 13519.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times V'}{I} = -6365.65 \text{ KN/m}^2$$

$(\sigma_1, \sigma_2) < 0$: La section du voile est partiellement comprimée

On Calcule la longueur de la zone de traction.

2. Vérification des contraintes de compression (G+Q+E)

$$N = 1183.76 \text{ KN}$$

$$M = 2742.7 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = 5.276 \text{ MPa} < \sigma_b^- = 18.48 \dots \text{ cv}$$

$$\sigma_2 = -2.642 \text{ MPa} < \sigma_b^- = 18.48 \text{ MPa} \dots \text{ cv}$$

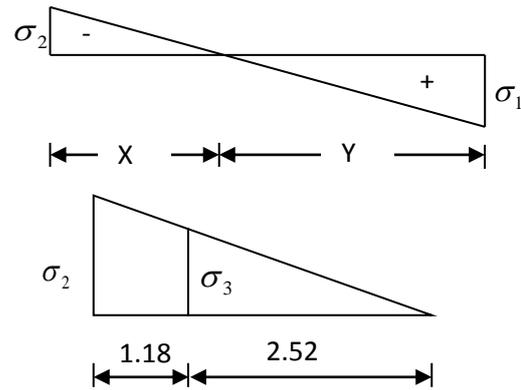
3. Longueur de la zone tendue :

$$X = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot L = \frac{2.642}{5.276 + 2.642} \times 3.7 = 1.18m$$

$$Y = L - X = 3.7 - 1.18 = 2.52m$$

X : La longueur de la zone tendue.

Y : La longueur de la zone comprimée.



- **Calcul de la contrainte σ_3**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_2(X - b)}{X} = \frac{-6.365 \times (1.18 - 0.4)}{1.18} = -4.21MPa$$

- ✓ **Détermination des armatures verticales**

-Tronçon AB :

La force de traction résultante :

$$F_1 = \left(\frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) b \cdot h = \left(\frac{6.365 + 4.21}{2} \right) \cdot 0.4 \times 0.4 \times 10^3 = 846KN$$

$$A_{V1} = \frac{F_1}{\sigma_s} = \frac{846 \times 10}{400} = 21.15cm^2$$

-Tronçon BC :

$$F_2 = \frac{1}{2} \cdot \sigma_3 (X - b) a = \frac{1}{2} \cdot 4.21 \times (1.18 - 0.4) \times 0.20 \times 10^3 = 328.38KN$$

$$A_{V2} = \frac{F_2}{\sigma_s} = \frac{328.38 \times 10}{400} = 8.21cm^2$$

$$A_t = A_{V1} + A_{V2} = 21.15 + 8.21$$

$$A_t = 29.36cm^2$$

Calcul d'Avj On a :

$$A_{vj} = 1.1 \cdot \frac{\bar{V}}{fe} = 1.1 \cdot \frac{1.4 \cdot V}{fe} \times \frac{x}{L}$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 1202.76 \times 10}{400} \times \frac{1.18}{3.7} = 14.77cm^2$$

- ✓ **Section total d'armature $A_{Total} = A_t + A_{vj} = 29.36 + 14.77 = 44.13cm^2$**

D'après le RPA 2003 :(1)

$$A_{Total} = 44.13 cm^2 > A_{min} = 0.2\% \cdot a \cdot X_{tendu} = 0.2\% \cdot 0.20 \times 1.18 \times 10^4 = 4.72cm^2$$

- **Détermination des armatures horizontales**

- ✓ **La contrainte de cisaillement**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \cdot d} = \frac{1.4 \cdot V}{a \cdot 0.9L} = \frac{1.4 \times 1202.76 \times 10}{20 \times 0.9 \times 370} = 2.53MPa$$

$\tau_b = 2.53MPa < \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5MPa$ condition vérifier.

✓ **Le pourcentage minimal selon RPA 2003**

$\tau_b = 2.53MPa > \bar{\tau}_b = 0.025f_{c28} = 0.625MPa$ (1)

$A_h \geq 0.25\% .a.1m = 0.25\% \times 20 \times 100 = 5cm^2$

On prend : $A_h = 2(8T10) = 12.56cm^2$ $S_h = 25cm$

Le diamètre :

$D \leq 1/10x$ a (mm)

$D \leq (1/10).200 = 20mm$

On adopte : $D = 12$ mm

L'espacement:

- Selon le BAEL 91, on a:

$St \leq \min \{2.a. , 33 \text{ cm}\}$

$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\}$

$St \leq 33cm$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a:

$St \leq \min \{1,5 a ; 30 \text{ cm}\}$

$St \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\}$

$St \leq 30cm$

Donc : $St \leq \min \{St \text{ BAEL}, St \text{ R.P.A99}\}$

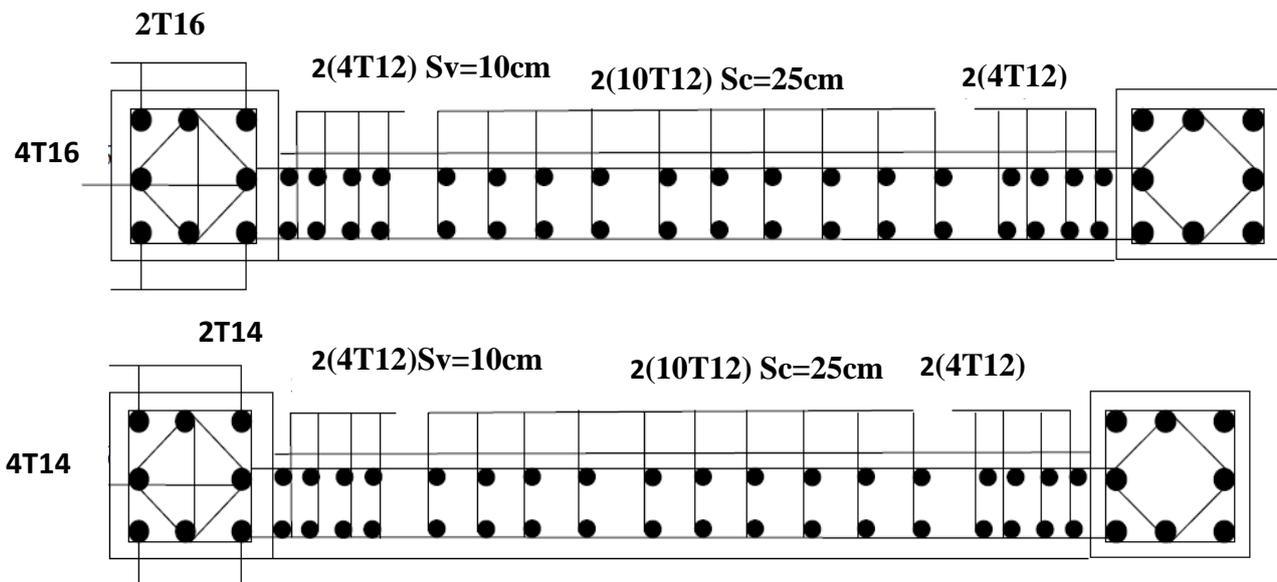
$St \leq 30cm$

Les poteaux : $8T16 = 16.08cm^2$

La zone poteau-voile : $2(4T12) = 9.04cm^2$; $S_v = 10$ cm.

La zone courante : $2(10T12) = 22.64 cm^2$; $S_c = 25$ cm

N.B : Pour l'ensemble des voiles, on prend la même section d'armature horizontale.



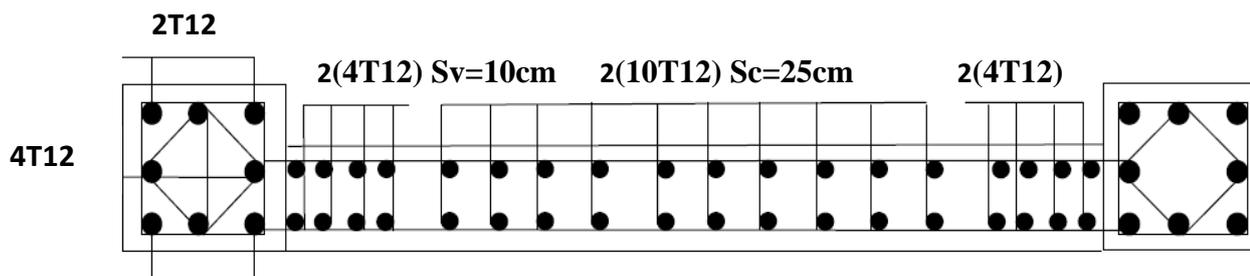


Figure V.9 : Schéma de ferraillage pour $f_{c28}=25\text{MPa}$.

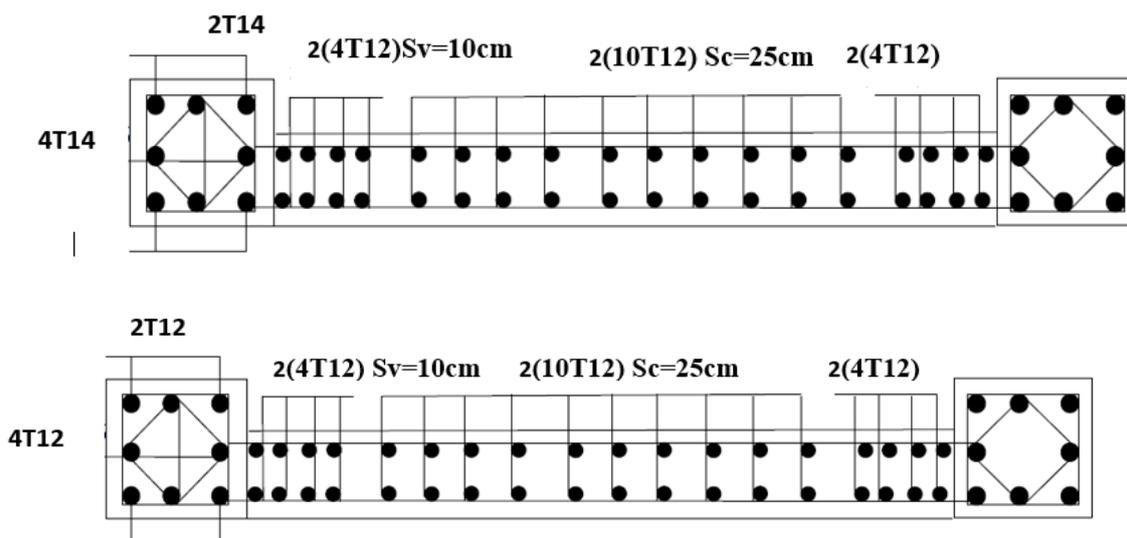


Figure V.10 : Schéma de ferraillage pour $f_{c28}=35\text{MPa}$.

Tableau V.56 : Les efforts internes du voile V1 (A, C, D, F)

Voile en U	L (m)	V=V' (m)	N(KN)	M (KN.m)	T(KN)	A(m ²)	I(m ⁴)	X (m)	σ_1 (MPa)	σ_2 (MPa)
RDC	3.7	1.85	3219.03	6889.78	1202.76	0.9	1.282	1.18	13.52	-6.37
1 ^{er}	3.7	1.85	1417.63	2924.18	746.44	0.755	1.1803	1.09	6.461	-2.705
2,3 ^{ème}	3.65	1.83	1298.78	2430.676	695.26	0.687	0.9904	1.06	6.37	-2.59
4,5,6 ^{ème}	3.6	1.8	978.52	972.09	457.69	0.63	0.8289	0.475	3.66	-0.557

Tableau V.57 : Ferraillage de Voile 1(Les armatures verticales, horizontales)

Niveau	A _{AB} cm ²	A _{BC} cm ²	A _{min} cm ²	A _{total}	A _h cm ²	A _{adoptée} cm ²	
RDC	21.15	8.21	4.72	44.13	12.56	8T16	Av- p=2(4T12)
1 ^{er}	18.33	2.95	3.27	29.79		8T16	Ac=2(10T12)
2,3 ^{ème}	6.62	3.07	3.18	13.99		8T14	
4,5,6 ^{ème}	0.86	0.067	1.425	3.25		8T12	

Pour f_{c28}=35MPa

Tableau V.58 : Les efforts internes du voile V1 (A, C, D, F)

Voile en U	L (m)	V=V' (m)	N(KN)	M (KN.m)	T(KN)	A(m ²)	I(m ⁴)	X (m)	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)
RDC	3.65	1.83	2115.76	5296.63	848.12	0.835	1.097 4	1.30	11.37	-6.29
1 ^{er}	3.65	1.83	1563.02	3138.35	745.48	0.687	0.990 4	1.11	8.06	-3.51
2,3, 4,5,6 ^{ème}	3.60	1.80	2633.89	4379.29	1218.26	0.63	0.828 9	1.01	13.69	-5.329

Tableau V.59 : Ferraillage de Voile 1(Les armatures verticales, horizontales)

Niveau	A _{AB} cm ²	A _{BC} cm ²	A _{min} cm ²	A _{total}	A _h cm ²	A _{adoptée} cm ²					
RDC	16.66	10.90	5.2	39.19	12.56	8T14	Av- p=2(4T12)				
1 ^{er}						9.05	3.42	3.33	21.2	8T14	Ac=2(10T12)
2,3, 4,5,6 ^{ème}						10.21	4.99	3.03	28.35	8T12	

V.6.3. Calcul des linteaux :

V.6.3.1. Introduction :

Les linteaux sont des poutres courtes ou longues selon la valeur de leur élancement (λg) encadrées aux extrémités et reliant les deux trumeaux de voile et ayant des nœuds rigides. Les déformations dans les linteaux créent des prolongements de ce fait la portée du linteau présente des difficultés dans le calcul (la majoration de (T) de 40% peut être justifiée à la limite).

V.6.3.2. Sollicitation dans les linteaux :

Les linteaux seront calculés en flexion simple, de façon à éviter leur rupture et à reprendre les moments fléchissant, les efforts tranchants dus aux charges permanentes et aux charges d'exploitations ainsi que l'action du séisme.

Les sollicitations dans les linteaux sont :

- $T = T_E + T_P$
- $M = M_E + M_P$

T_E : effort tranchant dû au séisme

T_P : effort tranchant dû au charge (G + Q)

M_E : moment fléchissant dû au séisme

M_P : moment fléchissant dû au charge (G + Q)

Selon les prescriptions de RPA99/version 2003, les efforts internes dus aux séismes seront majorés comme suite :

V.6.3.3. Ferrailage :

On calcule le ferrailage des linteaux comme il est indiqué dans l'article 7.7.3 de RPA 99/version 2003.

V.6.3.3.1. Contraintes admissibles de cisaillement :

- **Premier cas :** $\tau_b \leq \tau_b = 0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M et T, en devra disposer :

- ✓ Des aciers longitudinaux de flexion (A_l)
- ✓ Des aciers transversaux (A_t)
- ✓ Des aciers en partie courante (A_c)

- **Armatures longitudinales A_l**

D'après le RPA99/version 2003, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule :

$$A_l \geq M / (Z \cdot f_c)$$

Tel que :

M : moment dû à l'effort tranchant ($V = 1.4 V_{u \text{ cal}}$)

$$Z = h - 2d$$

h : hauteur total du linteau

d : la distance de l'enrobage

- **Armatures transversales A_t**

Linteaux longs ($\lambda g = L/h > 1$)

$$St \leq A_t \cdot f_c \cdot Z / T$$

St : espacement des cours d'armatures transversales

A_t : section d'une cour d'armatures transversales

$$T = 1.4 T_{\text{calcul}}$$

L : porté du linteau

Linteaux courts ($\lambda_g = L/h \leq 1$)

$$S_t \leq A_t f_e L / (T + A_t f_e)$$

$$T = \min (T_1, T_2)$$

- $T_2 = 2 T_{\text{calcul}}$
- $T_1 = (M_{ci} + M_{cj}) / L_{ij}$
- $M_{ci} = A_l f_e Z$

• **Deuxième cas : $\tau_b \geq \tau_b = 0.06 f_{c28}$**

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur) transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M,T) repris suivant des bielles diagonales de compression et de traction suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = T / (2f_e \sin \alpha) \quad \text{avec : } \text{tg } \alpha = (h - 2d)/L$$

$T = T_{\text{calcul}}$ sans majoration.

Ferrailage minimal RPA 99/modifié 2003 (article 7.7.3.3)

• **Armatures longitudinales**

$$(A_l, A_l') \geq 0.0015 .b .h$$

Avec :

b : l'épaisseur du linteau

h : hauteur du linteau

• **Armatures transversales RPA article 7.7.3.3**

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.0015 .b .s$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad A_t \geq 0.0025 .b .s$$

• **Armatures de peau RPA article 7.7.3.3**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c en deux nappes doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%

$$A_c \geq 0.002 .b .h$$

Exemple de calcul

Pour l'étage courant :

✚ **Axe1 :**

Caractéristiques géométriques de linteau :

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

$$e = 0.15 \text{m} , h = 1.66 \text{m} , d = 0.9h = 1.494 \text{m} ,$$

• **Détermination des sollicitations :**

D'après le fichier des résultats du logiciel ETABS on a :

$$M = 206.713 \text{KN.m}$$

$$V = 271.02 \text{KN}$$

• **Majoration des sollicitations :**

Effort tranchant :

$$\bar{V} = 1.4 V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 271.02 = 379.428 \text{ KN}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On a: $\tau_b = \bar{V} / b_0.d$

$$\tau_b = 379.43 \times 10^{-3} / (0.15 \times 1.66 \times 0.9) = 1.69 \text{ MPa}$$

$$\tau'_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.69 \text{ MPa} < \tau'_b = 5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

- **Calcul du Ferrailage**

$$0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.69 \text{ MPa} > 1.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \geq \tau_b = 0.06 f_{c28}$$

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinale (supérieur et inférieur) transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M, T) repris suivant des bielles diagonales de compression et de traction suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = T / (2f_e \sin \alpha) \quad \text{avec : } \tan \alpha = (h - 2d')/L$$

$$\tan \alpha = \frac{1.66 - 2 \times 0.166}{1.5} = 0.885 \Rightarrow \alpha = 41.51$$

$T = T_{\text{calcul}}$ sans majoration.

$$A_D = \frac{T}{2 \times f_e \times \sin \alpha} = \frac{271.02 \times 10^3}{2 \times 400 \times 10^2 \times \sin(41.51)} = 5.11 \text{ cm}^2$$

Ferrailage minimal RPA 99/modifié 2003 (article 7.7.3.3)

- **Armatures longitudinales**

$$(A_l, A_l') \geq 0.0015 . b . h$$

Avec :

b : l'épaisseur du linteau

h : hauteur du linteau

$$A_l \geq 0.0015 \times 0.15 \times 1.66$$

$$A_l \geq 3.74 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales RPA article 7.7.3.3**

Pour $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.0015 . b . s$

Pour $\tau_b > 0.025 f_{c28}$ $A_t \geq 0.0025 . b . s$

$$\tau_b = 1.69 \times 10^{-3} \text{ MPa} \leq 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa} \Rightarrow$$

$$A_t \geq 0.0015 \times 0.15 \times 0.1$$

$$A_t \geq 0.225 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de peau RPA article 7.7.3.3**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c en deux nappes doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%

$$A_c \geq 0.002 . b . h$$

$$A_c \geq 0.002 \times 0.15 \times 1.66$$

$$A_c \geq 4.98 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

$$\Rightarrow \begin{cases} A_l = 3.74 \text{ cm}^2 & \text{soit } 2\text{T}12 (4.52 \text{ cm}^2) \\ A_t = 0.23 \text{ cm}^2 & \text{soit } 4\text{T}10 (3.14 \text{ cm}^2) \\ A_c = 4.98 \text{ cm}^2 & \text{soit } 8\text{T}12 (9.05 \text{ cm}^2) \end{cases}$$

Pour $f_{c28}=35\text{MPa}$

$e = 0.15\text{m}$, $h = 1.66\text{m}$, $d = 0.9h = 1.494\text{m}$,

- **Détermination des sollicitations :**

D'après le fichier des résultats du logiciel ETABS on a :

$$M = 206.723 \text{ KN.m}$$

$$V = 270.29 \text{ KN}$$

- **Majoration des sollicitations :**

Effort tranchant :

$$\bar{V} = 1.4 V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 270.29 = 378.41 \text{ KN}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On a: $\tau_b = \bar{V} / b_0.d$

$$\tau_b = 378.41 \times 10^{-3} / (0.15 \times 1.66 \times 0.9) = 1.688 \text{ MPa}$$

$$\tau'_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 35 = 7 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.688 \text{ MPa} < \tau'_b = 7 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

- **Calcul du Ferrailage**

$$0.06 \times 35 = 2.1 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1.688 \text{ MPa} < 2.1 \text{ MPa}$ donc on a dans le premier cas, on devra disposer :

- * des aciers longitudinaux (A_L, A_L') sont calculés en flexion simple
- * des aciers transversaux (A_t)
- * des aciers diagonaux (A_d)

- **Armatures longitudinales : A_l**

D'après le RPA99/version 2003, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule :

$$A_l \geq M / (Z \cdot f_e)$$

$$A_l \geq 206.723 \times 10^5 / (132.8 \times 400 \times 10^2)$$

$$A_l \geq 3.89 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales : A_t**

$$\lambda_g = 1.5 / 1.66$$

$$\lambda_g = 0.9 < 1$$

On passe au :

2^{ème} sous cas:

Linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir:

$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul}$$

$$V_1 \leq \frac{M_d + M_g}{1}$$

Avec M_d et M_g moments des « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée (l) et calculés par

$$M_c = A_l \cdot f_c \cdot z$$

Avec: $Z = h - 2d'$

$$A_t = \frac{V \times S}{(L - s) f_e}$$

$$A_t = \frac{28.08 \times 0.1 \times 10^4}{(1.5 - 0.1) 400 \times 10^3} = 0.05 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de peau A_c**

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h$$

$$A_c = 0.002 \times 0.15 \times 1.66 = 4.98 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage finale :**

Le ferrailage final du linteau se résume comme suit :

$$A_l = 3.89 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 2T12 (4.52 \text{ cm}^2)$$

$$A_t = 0.1 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4T10 (3.14 \text{ cm}^2)$$

$$A_c = 4.98 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 8T 12 (9.05 \text{ cm}^2)$$

Axe4

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

$$e = 0.15 \text{ m}, h = 1.66 \text{ m}, d = 0.9h = 1.494 \text{ m} ,$$

- **Détermination des sollicitations :**

D'après le fichier des résultats du logiciel ETABS on a :

$$M = 143.048 \text{ KN.m}$$

$$V = 232.38 \text{ KN}$$

- **Majoration des sollicitations :**

Effort tranchant :

$$\bar{V} = 1.4 V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 232.38 = 325.332 \text{ KN}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\text{On a: } \tau_b = \bar{V} / b_0 \cdot d$$

$$\tau_b = 325.33 \times 10^{-3} / (0.15 \times 1.66 \times 0.9) = 1.45 \text{ MPa}$$

$$\tau'_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.45 \text{ MPa} < \tau'_b = 5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

- **Calcul du Ferrailage**

$$0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1.45 \text{ MPa} < 1.5 \text{ MPa}$ donc on a dans le premier cas, on devra disposer :

* des aciers longitudinaux (A_L, A_L') sont calculés en flexion simple

* des aciers transversaux (A_t)

* des aciers diagonaux (A_d)

- **Armatures longitudinales : A_l**

D'après le RPA99/version 2003, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule :

$$A_l \geq M / (Z \cdot f_e)$$

$$A_l \geq 143.048 \times 10^5 / (132.8 \times 400 \times 10^2)$$

$$A_l \geq 2.69 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales : A_t**

$$\lambda_g = 1.2 / 1.66$$

$$\lambda_g = 0.72 < 1$$

On passe au :

- **2^{ème} sous cas:**

Linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir:

$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul}$$

$$V_1 \leq \frac{M_d + M_g}{l}$$

Avec M_d et M_g moments des « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée (l) et calculés par

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$$

Avec : $z = h - 2d$

$$A_t = \frac{V \times S}{(L - s) f_e}$$

$$A_t = \frac{26.51 \times 0.1 \times 10^4}{(1.2 - 0.1) 400 \times 10^3} = 0.06 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de peau A_c**

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h$$

$$A_c = 0.002 \times 0.15 \times 1.66 = 4.98 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage finale :**

Le ferrailage final du linteau se résume comme suit :

$$A_l = 2.69 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 2T12 (4.52 \text{ cm}^2)$$

$$A_t = 0.1 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4T10 (3.14 \text{ cm}^2)$$

$$A_c = 4.98 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 8T 12 (9.05 \text{ cm}^2)$$

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$:

$$e = 0.15 \text{ m} \quad , \quad h = 1.66 \text{ m} \quad , \quad d = 0.9h = 1.494 \text{ m} \quad ,$$

- **Détermination des sollicitations :**

D'après le fichier des résultats du logiciel ETABS on a :

$$M = 145.02 \text{ KN.m}$$

$$V = 234.06 \text{ KN}$$

- **Majoration des sollicitations :**

Effort tranchant :

$$\bar{V} = 1.4 V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 234.06 = 327.68 \text{ KN}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On a: $\tau_b = \bar{V} / b_0.d$

$$\tau_b = 327.68 \times 10^{-3} / (0.15 \times 1.66 \times 0.9) = 1.46 \text{ MPa}$$

$$\tau'_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 35 = 7 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.46 \text{ MPa} < \tau'_b = 7 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

- **Calcul du Ferrailage**

$$0.06 \times 35 = 2.1 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1.45 \text{ MPa} < 2.1 \text{ MPa}$ donc on a dans le premier cas, on devra disposer :

* des aciers longitudinaux (A_L, A_L') sont calculés en flexion simple

* des aciers transversaux (A_t)

* des aciers diagonaux (A_d)

- **Armatures longitudinales : A_l**

D'après le RPA99/version 2003, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule :

$$A_l \geq M / (Z \cdot f_e)$$

$$A_l \geq 145.18 \times 10^5 / (132.8 \times 400 \times 10^2)$$

$$A_l \geq 2.73 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales : A_t**

$$\lambda_g = 1.2 / 1.66$$

$$\lambda_g = 0.72 < 1$$

On passe au :

2^{eme} sous cas:

Linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir:

$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul}$$

$$V_1 \leq \frac{M_d + M_g}{1}$$

Avec M_d et M_g moments des « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée (l) et calculés par

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$$

$$\text{Avec: } Z = h - 2d'$$

$$A_t = \frac{V \times S}{(L - s) f_e}$$

$$A_t = \frac{12.06 \times 0.1 \times 10^4}{(1.2 - 0.1) 400 \times 10^3} = 0.03 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de peau A_c**

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h$$

$$A_c = 0.002 \times 0.15 \times 1.66 = 4.98 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage finale :**

Le ferrailage final du linteau se résume comme suit :

$$A_l = 2.73 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 2T12 \text{ (4.52 cm}^2\text{)}$$

$$A_t = 0.03 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4T10 \text{ (3.14 cm}^2\text{)}$$

$$A_c = 4.98 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 8T12 \text{ (9.05 cm}^2\text{)}$$

Remarque : on a le même ferrailage quel qu'en soit pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ ou $f_{c28}=35\text{MPa}$

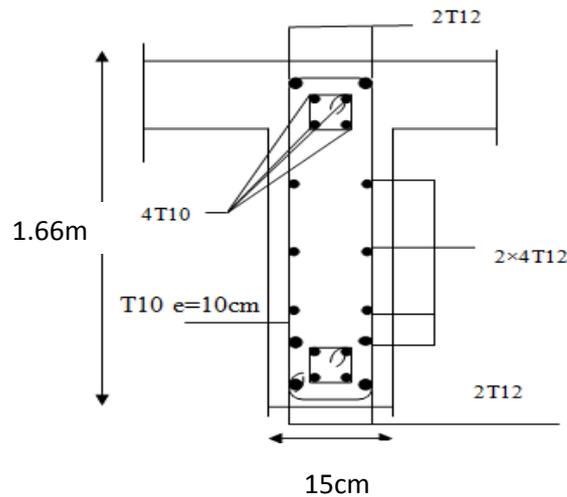


Figure V.11 : Ferrailage des linteaux pour Axe1.

Axe1

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

$$e = 0.20\text{m} \quad h = 1.68\text{m} \quad , \quad d = 0.9h = 1.512\text{m} \quad ,$$

- **Détermination des sollicitations :**

D'après le fichier des résultats du logiciel ETABS on a

$$M = 227.589\text{KN.m}$$

$$V = 277.85\text{KN}$$

- **Majoration des sollicitations :**

Effort tranchant :

$$\bar{V} = 1.4 V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 277.85 = 388.99\text{KN}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On a: $\tau_b = \bar{V} / b_0 \cdot d$

$$\tau_b = 388.99 \times 10^{-3} / (0.20 \times 1.68 \times 0.9) = 1.29\text{MPa}$$

$$\tau_b^* = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5\text{MPa}$$

$$\tau_b = 1.29\text{MPa} < \tau_b^* = 5\text{MPa}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

- **Calcul du Ferrailage**

$$0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1.29 \text{ MPa} < 1.5 \text{ MPa}$ donc on a dans le premier cas, on devra disposer :

- * des aciers longitudinaux ($A_L, A_{L'}$) sont calculés en flexion simple
- * des aciers transversaux (A_t)
- * des aciers diagonaux (A_d)

- **Armatures longitudinales : A_l**

D'après le RPA99/version 2003, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule :

$$A_l \geq M / (Z \cdot f_e)$$

$$A_l \geq 227.589 \times 10^5 / (134.4 \times 400 \times 10^2)$$

$$A_l \geq 4.23 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales : A_t**

$$\lambda_g = 1.2 / 1.68$$

$$\lambda_g = 0.71 < 1$$

On passe au :

2^{eme} sous cas:

Linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir:

$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul}$$

$$V_1 \leq \frac{M_d + M_g}{1}$$

Avec M_d et M_g moments des « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée (l) et calculés par

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$$

$$\text{Avec: } z = h - 2d'$$

$$A_t = \frac{V \times S}{(L - s) f_e}$$

$$A_t = \frac{17.29 \times 0.1 \times 10^4}{(1.2 - 0.1) 400 \times 10^3} = 0.393 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de peau A_c**

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h$$

$$A_c = 0.002 \times 0.20 \times 1.68 = 6.72 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage finale :**

Le ferrailage final du linteau se résume comme suit :

$$A_l = 4.23 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 2T12 (4.52 \text{ cm}^2)$$

$$A_t = 0.393 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4T10 (3.14 \text{ cm}^2)$$

$$A_c = 6.72 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 8T 12 (9.05 \text{ cm}^2)$$

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$:

$$e = 0.20 \text{ m} , h = 1.68 \text{ m} , d = 0.9h = 1.512 \text{ m} ,$$

- **Détermination des sollicitations :**

D'après le fichier des résultats du logiciel ETABS on a

$$M = 178.416 \text{ KN.m}$$

$$V = 280.88 \text{KN}$$

- **Majoration des sollicitations :**

Effort tranchant :

$$\bar{V} = 1.4 V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 280.88 = 393.23 \text{KN}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On a: $\tau_b = \bar{V} / b_0.d$

$$\tau_b = 393.23 \times 10^{-3} / (0.20 \times 1.68 \times 0.9) = 1.30 \text{MPa}$$

$$\tau'_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 35 = 7 \text{MPa}$$

$$\tau_b = 1.30 \text{MPa} < \tau'_b = 7 \text{MPa}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

- **Calcul du Ferrailage**

$$0.06 \times 35 = 2.1 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1.30 \text{ MPa} < 2.1 \text{ MPa}$ donc on a dans le premier cas, on devra disposer :

* des aciers longitudinaux ($A_L, A_{L'}$) sont calculés en flexion simple

* des aciers transversaux (A_t)

* des aciers diagonaux (A_d)

- **Armatures longitudinales : A_l**

D'après le RPA99/version 2003, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule :

$$A_l \geq M / (Z \cdot f_e)$$

$$A_l \geq 178.416 \times 10^5 / (151.2 \times 400 \times 10^2)$$

$$A_l \geq 2.95 \text{cm}^2$$

- **Armatures transversales : A_t**

$$\lambda_g = 1.2 / 1.68$$

$$\lambda_g = 0.71 < 1$$

On passe au :

2^{eme} sous cas:

Linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir:

$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul}$$

$$V_1 \leq \frac{M_d + M_g}{1}$$

Avec M_d et M_g moments des « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée (l) et calculés par

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$$

$$\text{Avec: } z = h - 2d'$$

$$A_t = \frac{V \times S}{(L - s)f_e}$$

$$A_t = \frac{11.77 \times 0.1 \times 10^4}{(1.2 - 0.1)400 \times 10^3} = 0.267 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de peau A_c**

$$A_c \geq 0.002 . b . h$$

$$A_c = 0.002 \times 0.2 \times 1.68 = 6.72 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage finale :**

Le ferrailage final du linteau se résume comme suit :

$$A_l = 2.95 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 2T12 (4.52 \text{ cm}^2)$$

$$A_t = 0.267 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4T10 (3.14 \text{ cm}^2)$$

$$A_c = 6.72 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 8T 12 (9.05 \text{ cm}^2)$$

Remarque : on a le même ferrailage quel qu'en soit pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ ou $f_{c28}=35\text{MPa}$

Axe 4

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

$$e = 0.20 \text{ m}, h = 1.68 \text{ m}, d = 0.9h = 1.512 \text{ m} ,$$

- **Détermination des sollicitations :**

D'après le fichier des résultats du logiciel ETABS on a :

$$M = 173.419 \text{ KN.m}$$

$$V = 276.06 \text{ KN}$$

- **Majoration des sollicitations :**

Effort tranchant :

$$\bar{V} = 1.4 V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 276.06 = 386.484 \text{ KN}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

On a: $\tau_b = \bar{V} / b_0.d$

$$\tau_b = 386.484 \times 10^{-3} / (0.20 \times 1.68 \times 0.9) = 1.278 \text{ MPa}$$

$$\tau'_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.29 \text{ MPa} < \tau'_b = 5 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

- **Calcul du Ferrailage**

$$0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1.278 \text{ MPa} < 1.5 \text{ MPa}$ donc on a dans le premier cas, on devra disposer :

* des aciers longitudinaux (A_L, A_L') sont calculés en flexion simple

* des aciers transversaux (A_t)

* des aciers diagonaux (A_d)

- **Armatures longitudinales : A_l**

D'après le RPA99/version 2003, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule :

$$A_l \geq M / (Z . f_e)$$

$$A_l \geq 173.419 \times 10^5 / (134.4 \times 400 \times 10^2)$$

$$A_l \geq 3.23 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales : A_t**

$$\lambda_g = 1.2/1.68$$

$$\lambda_g = 0.71 < 1$$

On passe au :

2^{ème} sous cas:

Linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir:

$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul}$$

$$V_1 \leq \frac{M_d + M_g}{1}$$

Avec M_d et M_g moments des « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée (l) et calculés par

$$M_c = A_l \cdot f_e \cdot z$$

Avec: $Z = h - 2d'$

$$A_t = \frac{V \times S}{(L - s) f_e}$$

$$A_t = \frac{11.66 \times 0.1 \times 10^4}{(1.2 - 0.1) 400 \times 10^3} = 0.0265 \text{ cm}^2$$

• **Armatures de peau A_c**

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h$$

$$A_c = 0.002 \times 0.20 \times 1.68 = 6.72 \text{ cm}^2$$

• **Ferrailage finale :**

Le ferrailage final du linteau se résume comme suit :

$$A_l = 4.23 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 2T12 (4.52 \text{ cm}^2)$$

$$A_t = 0.0265 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4T10 (3.14 \text{ cm}^2)$$

$$A_c = 6.72 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 8T 12 (9.05 \text{ cm}^2)$$

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$:

$$e = 0.20 \text{ m}, \quad h = 1.68 \text{ m}, \quad d = 0.9h = 1.512 \text{ m}$$

• **Détermination des sollicitations :**

D'après le fichier des résultats du logiciel ETABS on a

$$M = 178.416 \text{ KN.m}$$

$$V = 280.88 \text{ KN}$$

• **Majoration des sollicitations :**

Effort tranchant :

$$\bar{V} = 1.4 V$$

$$\bar{V} = 1.4 \times 280.88 = 393.23 \text{ KN}$$

• **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\text{On a: } \tau_b = \bar{V} / b_0 \cdot d$$

$$\tau_b = 393.23 \times 10^{-3} / (0.20 \times 1.68 \times 0.9) = 1.30 \text{ MPa}$$

$$\tau'_b = 0.2 f_{c28} = 0.2 \times 35 = 7 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.30 \text{ MPa} < \tau_b = 5 \text{ MPa} \quad -$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

- **Calcul du Ferrailage**

$$0.06 \times 35 = 2.1 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 1.30 \text{ MPa} < 2.1 \text{ MPa}$ donc on a dans le premier cas, on devra disposer :

- * des aciers longitudinaux (A_L, A_L') sont calculés en flexion simple
- * des aciers transversaux (A_t)
- * des aciers diagonaux (A_d)

- **Armatures longitudinales : A_l**

D'après le RPA99/version 2003, les aciers longitudinaux inférieur et supérieur sont calculés par la formule :

$$A_l \geq M / (Z \cdot f_c)$$

$$A_l \geq 178.416 \times 10^5 / (151.2 \times 400 \times 10^2)$$

$$A_l \geq 2.95 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales : A_t**

$$\lambda_g = 1.2 / 1.68$$

$$\lambda_g = 0.71 < 1$$

On passe au :

- **2^{eme} sous cas:**

Linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir:

$$S \leq \frac{A_t f_e l}{V + A_t f_e}$$

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2V_u \text{ Calcul}$$

$$V_1 \leq \frac{M_d + M_g}{1}$$

Avec M_d et M_g moments des « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée (l) et calculés par

$$M_c = A_l \cdot f_c \cdot z$$

$$\text{Avec: } Z = h - 2d'$$

$$A_t = \frac{V \times S}{(L - s) f_e}$$

$$A_t = \frac{11.77 \times 0.1 \times 10^4}{(1.2 - 0.1) 400 \times 10^3} = 0.0268 \text{ cm}^2$$

- **Armatures de peau A_c**

$$A_c \geq 0.002 \cdot b \cdot h$$

$$A_c = 0.002 \times 0.2 \times 1.68 = 6.72 \text{ cm}^2$$

- **Ferrailage finale :**

Le ferrailage final du linteau se résume comme suit :

$$A_l = 2.95 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 2T12 (4.52 \text{ cm}^2)$$

$$A_t = 0.0268 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4T10 (3.14 \text{ cm}^2)$$

$$A_c = 6.72 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 8T 12 (9.05 \text{ cm}^2)$$

Remarque : on a le même ferrailage quel qu'en soit pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ ou $f_{c28}=35\text{MPa}$

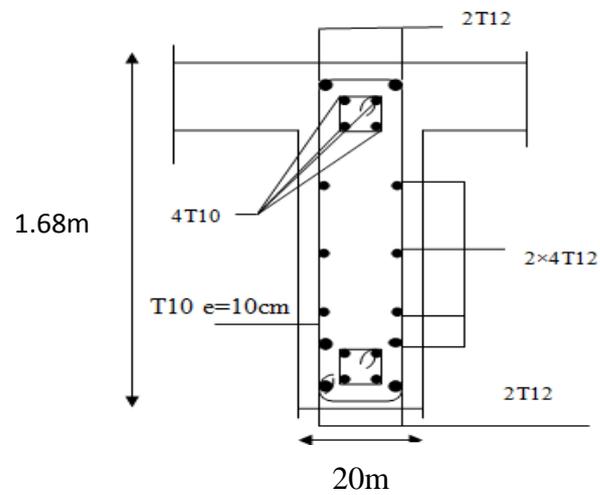


Figure V.12 : Ferrailage des linteaux pour Axe4.



Chapitre VI

Fondation



VI.1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol au cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux).

Le rapport de sol montre que la contrainte admissible de sol σ_{sol} est égale à 1.5bars.

VI.2.Les Fondations :

VI.2.1. Choix de type de fondation :

Pour le choix du type de fondation on doit satisfaire les deux critères principaux :

- Assurer la stabilité de la structure.
- Adopter un choix économique.

VI.2.2. Semelle isolé :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \leq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions :

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$$

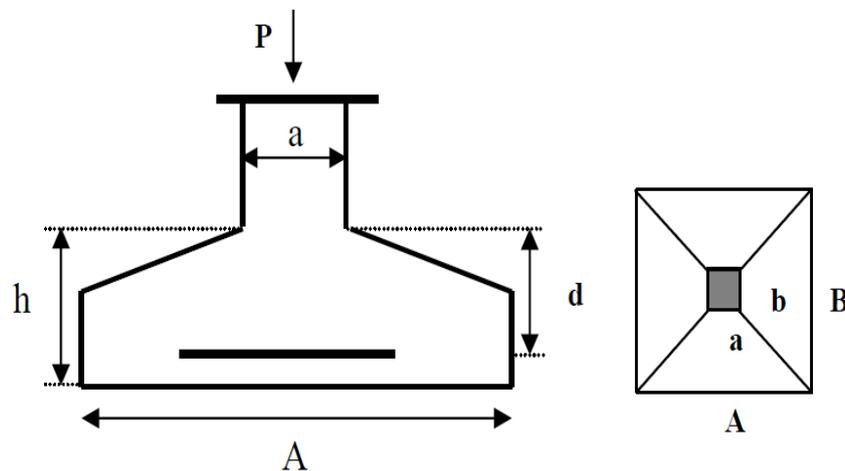


Figure VI.1 : Semelle isolée.

Pour $f_{c28}=25MPa$

$$N_{ser} = 921.37KN \quad ; \sigma_{sol} = 150KN/m^2 \quad ; B = 2.50 m$$

Pour $f_{c28}=35MPa$

$$N_{ser} = 866.35KN; \sigma_{sol} = 150KN/m^2 \quad ; B = 2.45 m$$

● **Vérification de l'intersection entre deux semelles voisines :**

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

Il faut vérifier que :

$$1.5 \times B \geq L_{\min}$$

Tel que : $L_{\min} = 3.30 \text{ m}$ (valeurs entre axe minimum entre deux poteaux) :

$$\text{Et : } B = A = 2.50 \text{ m}$$

Alors :

$$1.5 \times 2.50 = 3.75 \text{ m} > L_{\min} = 3.30 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Pour $f_{c28}=35\text{MPa}$

Il faut vérifier que :

$$1.5 \times B \geq L_{\min}$$

Tel que : $L_{\min} = 3.30 \text{ m}$ (valeurs entre axe minimum entre deux poteaux) :

$$\text{Et : } B = A = 2.45 \text{ m}$$

Alors :

$$1.5 \times 2.45 = 3.68 \text{ m} > L_{\min} = 3.30 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Conclusion :

On remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude des semelles filantes.

VI.2.3. Semelles filantes :

1. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{\text{sol}} \geq \frac{N_u}{S} = \frac{1.35G + 1.5Q}{B \times L}$$

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{\text{sol}} = 0.15\text{MPa}$)

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la semelle sous voile.

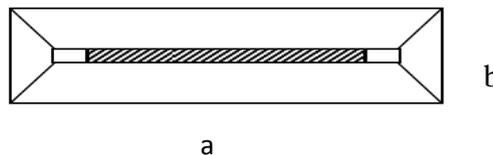


Figure VI.2 : Semelle filante.

$$B \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}} \times L}$$

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau suivant :

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

Tableau VI.1 : Surface des semelles pour $f_{c28}=25\text{MPa}$

Voiles	N (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m ²]
Voile 1	2305.43	3.30	4.70	15.51
Voile 2	2844.18	3.30	5.80	19.14
Voile 3	3021.6	3.30	6.15	20.29
Voile 4	2304.28	3.30	4.70	15.51
Surface des semelles isolées	2.50x2.50x7			43.75
				$\Sigma 114.2\text{m}^2$

La surface des semelles est : $S = 114.2 \text{ m}^2$.

La surface du bâtiment est : $S=216.60 \text{ m}^2$.

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure est de :

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{114.2}{216.6} = 0.53$$

La surface totale des semelles représente 53% de la surface du bâtiment.

Pour $f_{c28}=35\text{MPa}$

Tableau VI.2 : Surface des semelles pour $f_{c28}=35\text{MPa}$

Voiles	N (KN)	L (m)	B (m)	S = B x L [m2]
Voile 1	2322.67	3.30	4.70	15.51
Voile 2	2841.74	3.30	5.75	18.97
Voile 3	3031.35	3.30	6.15	20.29
Voile 4	2321.34	3.30	4.70	15.51
Surface des semelles isolées	2.45x2.45x7			42.02
				Σ 112.3

La surface des semelles est : $S = 112.3 \text{ m}^2$.

Le rapport de la surface des semelles par rapport à la surface totale de la structure

$$\text{est de : } \frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{112.3}{216.6} = 0.52$$

La surface totale des semelles représente 52% de la surface du bâtiment.

2. Conclusion :

Vu que les semelles occupent plus de 50 % de la surface du sol d'assise, ce qui induit le chevauchement de ces semelles .On adopte le choix d'un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

VI.3.Radier général :

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures.

Le radier général présent les avantages suivants :

- Aucune difficulté de coffrage.
- Facilité de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

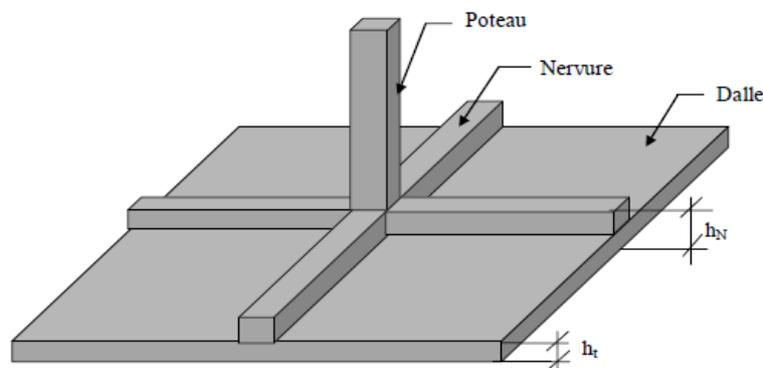


Figure VI.3 : Radier en béton armé

VI.3.1. Surface nécessaire :

La contrainte maximale de la superstructure ne doit pas dépasser celle provoquée par la fondation.

$$\sigma_m \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_m = \frac{P_{ser}}{S_r} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_r \geq \frac{P_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

S_r : surface du radier.

P_{ser} : poids total à l'ELS

$$\sigma_{sol} = 150 \text{KN/m}^2$$

S_b : surface du bâtiment

Le poids total est la somme du poids de la superstructure et de l'infrastructure, soit :

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

$$P_{ser} = P_{sup} + P_{inf} = 18763.62 \text{KN}$$

On constate que la surface du radier (S_r) est inférieure à celle du bâtiment (S_b), donc on prend : $S_r = 125.09 \leq S_b = 216.60 \text{ m}^2$

$$\text{Pour } f_{c28} = 35 \text{MPa}$$

$$P_{ser} = P_{sup} + P_{inf} = 18483.53 \text{KN}$$

$$S_r = 123.22 \leq S_b = 216.60 \text{m}^2$$

Donc la surface totale du radier est de 216.60m^2 .

VI.3.2. Pré dimensionnement de radier :**1) Dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes

Condition forfaitaire

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : portée maximale entre les axes des poteaux

$$L_{max} = 4.10 \text{ m} \Rightarrow h_1 \geq 20.5$$

Alors

On prend : $h = 60 \text{ cm}$. pour l'épaisseur de la dalle

2) Nervure :**1. La hauteur de la nervure****a. Condition de la flèche :**

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{N1} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$\text{On a } L_{max} = 4.10 \text{m}$$

$$\Rightarrow 27.33 \text{cm} \leq h_{N1} \leq 41 \text{cm}$$

On prend : $h_{N1} = 40 \text{ cm}$

b. Condition de rigidité :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{b \times K}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique (m);

K: Coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm³ (cas d'un sol moyen);

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- K = 0.5 [kg/cm³] Pour un très mauvais sol.
- K = 4 [kg/cm³] Pour un sol moyen.
- K = 12 [kg/cm³] Pour un très bon sol.

I : Inertie de la section transversale du radier ($I = \frac{bh^3}{12}$)

E : Module d'élasticité du béton ($E = 3.216 \times 10^4$ MPa).

b : largeur de radier par bande d'un mètre ($b = 1$ m).

L : distance maximale entre deux poteaux : 4.10 m

$$\text{Donc } h_{N2} \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E}} \times \sqrt{\left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h_{N2} \geq 0.26 \text{ m}$$

On prend : $h_{N2} = 60$ cm

On prend : $h_N = 1$ m.

2. Largeur de la nervure :

Condition de coffrage:

$$b \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{410}{10} = 41 \text{ cm}$$

Donc : $b = 45$ cm dans les deux sens (x-x et y-y)

Conclusion

$h_n = 80$ cm

$b = 45$ cm dans le sens x-x

$b = 45$ cm dans le sens y-y

Résumé :

Épaisseur de la dalle du radier $h = 60$ cm

Les dimensions de la nervure $\left\{ \begin{array}{l} h_N = 100 \text{ cm} \\ b = 45 \text{ cm sens (x-x) et } b = 45 \text{ cm sens (y-y)} \end{array} \right.$

VI.3.3. 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.

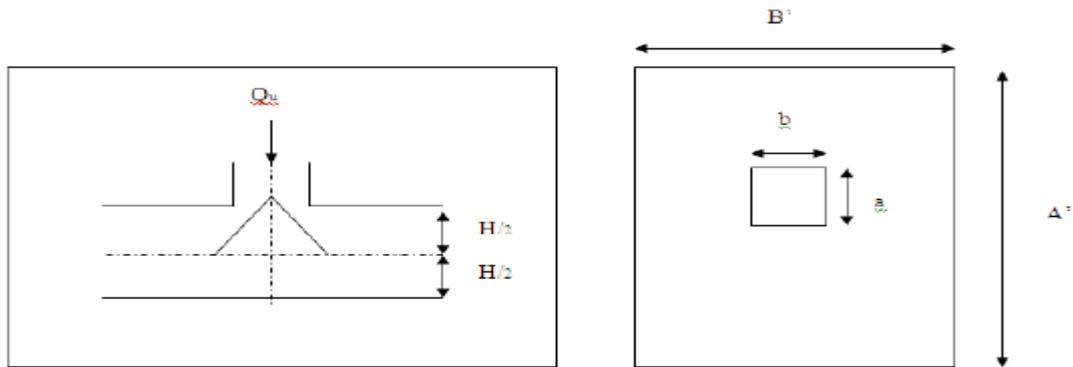


Figure VI.4 : Présentation de la zone d'impact de la charge concentrée.

D'après CBA93 (article A.5.2.4.2) on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité

μ_c : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

a,b: Dimensions du poteau du RDC (40x40)cm² pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ et (35x35)cm² pour $f_{c28} = 35\text{MPa}$

Q_u : Charge de calcul pour le poteau le plus sollicité.

h : Hauteur de radier.

$$\mu_c = 2 [(a + b) + 2h]$$

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

$$\mu_c = 2 [(40 + 40) + 2 \times 60] = 400 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 400 \times 600 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-3} = 1800 \text{ KN}$$

$$N_u = 1425.02 \text{ KN} \leq Q_u = 1800 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Pour $f_{c28} = 35\text{MPa}$

$$\mu_c = 2 [(35 + 35) + 2 \times 60] = 380 \text{ cm}$$

$$Q_u = 0.045 \times 380 \times 600 \times \frac{35}{1.5} \times 10^{-3} = 2394 \text{ KN}$$

$$N_u = 1362.5 \text{ KN} \leq Q_u = 2394 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{cv}$$

b) Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

Selon RPA99/version 2003(Art.10.1.5) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

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

Suivant X-X :

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{12722.389}{18763.62} = 0.67 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 4.75 \text{ m} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Suivant Y-Y :

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{13287.74}{18763.62} = 0.708 \leq \frac{B}{4} = 2.85 \text{ m} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Pour $f_{c28} = 35\text{MPa}$

Suivant X-X :

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{13624.55}{18483.53} = 0.74 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 4.75 \text{ m} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Suivant Y-Y :

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{14204.67}{18483.53} = 0.77 \text{ m} \leq \frac{B}{4} = 2.85 \text{ m} \dots \dots \dots \text{cv}$$

c) Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_u^- = \min(0.1f_{c28}, 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa} \Rightarrow \text{fissuration prejudiciable}$$

$b = 1\text{m}$ (une bande de 1m de 4.10 longueur).

$N_u = N + \text{poids propre de dalle}$

$$N_u = 18763.62 + (216.60 \times 0.6 \times 25) = 22012.62\text{KN}$$

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{22012.62}{216.60} \times \frac{4.10}{2} \times 1 = 208.34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{208.34}{1 \times 0.9 \times 100} = 2.31 \text{ MPa} \leq \tau_u^- = 2.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Pour $f_{c28} = 35\text{MPa}$

$$N_u = 18483.53 + (216.60 \times 0.6 \times 25) = 21732.53\text{KN}$$

$$V_u = \frac{N_u}{S_r} \times \frac{L}{2} \times b = \frac{21732.53}{216.60} \times \frac{4.10}{2} \times 1 = 205.68 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{205.68}{1 \times 0.9 \times 100} = 2.28 \text{ MPa} \leq \tau_u^- = 3.5\text{MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

VI.3.4. Caractéristiques géométriques du radier :

a. Position du centre de gravité:

$$x_G = 9.50 \text{ m}$$

$$y_G = 5.70\text{m}$$

b. Moments d'inertie:

$$I_{xx} = 2345.8 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 6516 \text{ m}^4$$

VI.3.5. Calcul des contraintes:

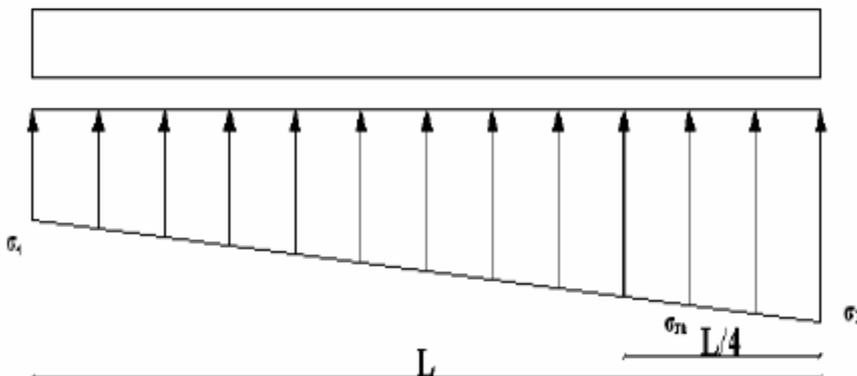


Figure VI.5 : Contrainte sous le radier.

$\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$

Les contraintes du sol sont données par:

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

À l'ELS:

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{18763.62}{216.60} = 86.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 86.63 \leq \sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

À l'ELU:

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_r} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} \times X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_r} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} \times Y_G$$

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.

$$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ reste toujours inférieur à } 1.33\sigma_{sol}$$

M est le moment de renversement.

$M_x = 12722.389 \text{ KN.m}$.

$M_y = 13287.74 \text{ KN.m}$.

À l'ELU :

$N_u = 22012.62 \text{ KN}$; $S = 216.60 \text{ m}^2$; $\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \text{ (KN/m}^2\text{)}$
Sens X-X	120.18	83.08	110.91
Sens Y-Y	133.91	69.34	117.77
Vérification	$\sigma_2^{\min} < 1.5\sigma_{sol} = 225$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \leq 1.33\sigma_{sol} = 199.5$

A. l'ELS :

$N_{ser} = 18763.62 \text{ KN}$; $S = 216.60 \text{ m}^2$; $\sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	$\sigma_1 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \text{ (KN/m}^2\text{)}$
Sens X-X	105.18	68.08	95.91
Sens Y-Y	118.92	54.34	102.77
Vérification	$\sigma_2^{\min} < 1.5\sigma_{sol} = 225$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \leq 1.33\sigma_{sol} = 199.5$

Pour $f_{c28} = 35\text{MPa}$

À l'ELS:

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{18483.53}{216.60} = 85.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{ser} = 85.33 \leq \sigma_{sol} = 150 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

À l'ELU:

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_r} \pm \frac{M_{rev}}{I_{yy}} \times X_G$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_r} \pm \frac{M_{rev}}{I_{xx}} \times Y_G$$

$$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ reste toujours inférieur à } 1.33\sigma_{sol}$$

M est le moment de renversement.

$$M_x = 13624.55 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = 14204.67 \text{ KN.m.}$$

À l'ELU :

$$N_u = 21732.53 \text{ KN}; S = 216.60 \text{ m}^2; \sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VI.5 : 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	102.32	98.35	101.33
Sens Y-Y	134.25	65.82	117.59
Vérification	$\sigma_2^{\min} < 1.5\sigma_{sol} = 225$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \leq 1.33\sigma_{sol} = 199.5$

À l'ELS :

$$N_{ser} = 18483.53 \text{ KN}; S = 216.60 \text{ m}^2; \sigma_{sol} = 150 \text{ kN/m}^2$$

Le tableau suivant regroupe tous les résultats:

Tableau VI.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	$\sigma_1 (\text{KN/m}^2)$	$\sigma_2 (\text{KN/m}^2)$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) (\text{KN/m}^2)$
Sens X-X	87.32	83.35	86.33
Sens Y-Y	119.85	50.82	102.59
Vérification	$\sigma_2^{\min} < 1.5\sigma_{sol} = 225$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) \leq 1.33\sigma_{sol} = 199.5$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

Détermination des sollicitations les plus défavorables:

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes:

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$ **ELU :**

$$\sigma_u = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = 117.77 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$\sigma_u = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = 102.77 \text{ KN/m}^2$$

Pour $f_{c28} = 35\text{MPa}$ **ELU :**

$$\sigma_u = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = 117.59 \text{ KN/m}^2$$

ELS :

$$\sigma_u = \sigma_m \left(\frac{L}{4} \right) = 102.59 \text{ KN/m}^2$$

VI.3.6. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, donc le ferrailage de la dalle se fait comme pour une dalle de plancher.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Ferrailage de la dalle du radier :**1. Détermination des efforts:**

Si $0.4 < \frac{L_x}{l_y} < 1.0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens

Si $\frac{L_x}{l_y} < 0.4 \Rightarrow$: La dalle travaille dans un seul sens.

Les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit:

$M_x = \mu_x \times q \times L^2$ sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \times M_x$ 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 :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y$$

Moment sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x \quad (\text{Appui de rive})$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \quad (\text{Autre appui})$$

- **Panneau intermédiaire**

Moment en travée:

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y$$

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:

$$M_t = 0.85 \times M_0$$

Moment sur appuis:

$$M_a = 0.5 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

2. Valeur de la pression sous radier:**Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$**

ELU :

$$q_u = \sigma_u^m \times 1\text{m} = 117.77\text{KN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser} = \sigma_u^m \times 1\text{m} = 102.77\text{KN/m}^2$$

Pour $f_{c28} = 35\text{MPa}$

ELU :

$$q_u = \sigma_u^m \times 1\text{m} = 117.59\text{KN/m}^2$$

ELS :

$$q_{ser} = \sigma_u^m \times 1\text{m} = 102.59\text{KN/m}^2$$

3. Moment en travée et sur appuis pour le panneau le plus sollicité l'ELU et à l'ELS :

On a le rapport des panneaux

$$0.4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.10}{4.10} = 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires, on a:

$$\text{ELU : } v = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.097 \\ \mu_y = 1.00 \end{cases}$$

$$\text{ELS : } v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.044 \\ \mu_y = 1.00 \end{cases}$$

Tableau VI.7 : Calcul des moments.

Moments	$f_{c28}=25\text{MPa}$		$f_{c28}=35\text{MPa}$	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{tx}(\text{KN. m})$	144.02	76.01	143.81	56.91
$M_{ty}(\text{KN. m})$	144.02	76.01	143.81	56.91
$M_{ax}(\text{KN. m})$	96.02	38	95.87	37.94
$M_{ay}(\text{KN. m})$	96.02	38	95.87	37.94

Résultats de ferrailage

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m, les résultats sont résumés dans le Tableau

Avec :

$$b = 100\text{ cm}, h = 60\text{ cm}, d = 0.9h = 54\text{ cm}, f_{c28}=25\text{MPa}, f_{t28} = 2.1\text{MPa}; f_{c28}=35\text{MPa}, f_{t28} = 2.7\text{MPa}$$

Tableau VI.8 : Ferrailage de la dalle.

f_{c28}=25MPa									
	Sens	M _u (KN .m)	μ	α	Z (cm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	144.02	0.035	0.045	53.02	7.82	8T14	12.32	12
	y-y								
Appui	x-x	96.02	0.023	0.03	53.4	5.18	8T12	9.05	12
	y-y								
f_{c28}=35MPa									
	Sens	M _u (KN .m)	μ	α	Z (cm)	AS cal (cm2)	Choix	AS adp (cm2)	Esp (cm)
Travée	x-x	143.81	0.025	0.03	53.3	7.75	8T14	12.32	12
	y-y								
Appui	x-x	95.87	0.017	0.021	53.5	5.15	8T12	9.05	12
	y-y								

- **Vérification nécessaires**

- ✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_c}$$

Pour f_{c28} = 25MPa

$$A_s^{\min} = 0.23 \times 100 \times 54 \times \frac{2.1}{400} = 6.52 \text{ cm}^2 < 12.32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Pour f_{c28} = 35MPa

$$A_s^{\min} = 0.23 \times 100 \times 54 \times \frac{2.7}{400} = 8.38 \text{ cm}^2 < 12.32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ Vérification des contraintes à l'ELS :

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes.

f_{c28}=25MPa									
	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Vérifiée
Travée	x-x	76.01	12.39	383238.64	2.35	15	118.78	201.63	Oui
	y-y								Oui
Appuis	x-x	38	10.82	295331.66	1.38	15	82.91	201.63	Oui
	y-y								Oui
f_{c28}=35MPa									
	Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Vérifiée
Travée	x-x	56.91	12.39	383238.64	1.83	21	92.37	228.63	Oui
	y-y								Oui
Appuis	x-x	37.94	10.82	295331.66	1.38	21	82.91	228.63	Oui
	y-y								Oui

Conclusion :

Les contraintes à l'ELS sont vérifiées pour les deux cas.

Le ferrailage de la dalle du radier est présenté sur la Figure IV.6 pour les deux f_{c28}.

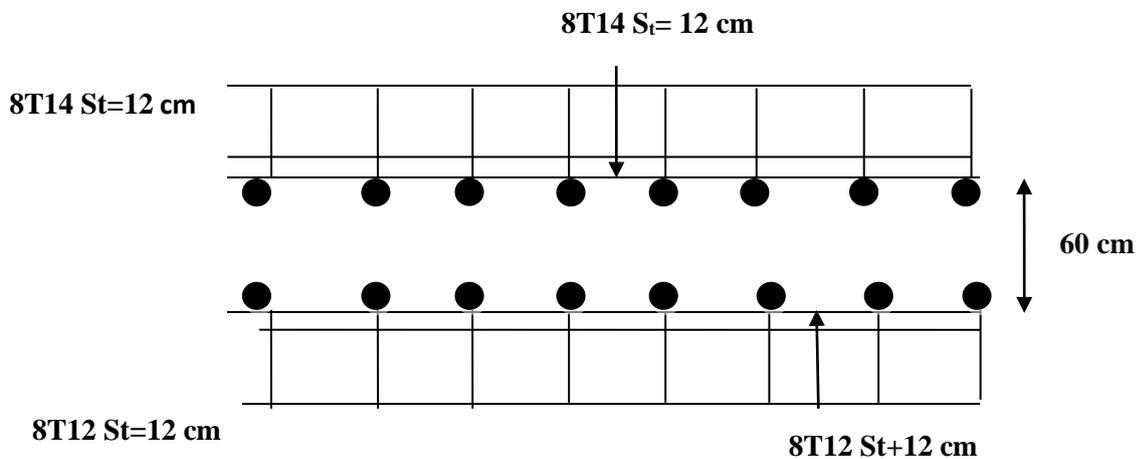


Figure VI.6 : Ferrailage de la dalle du radier en travée et appuis.

VI.3.7.Ferraillage des nervures :

Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (BAEL91 modifier 99).

On a : $M_0 = \frac{PL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0.85M_0$

Sur appuis : $M_a = 0.50M_0$

Calcul des armatures :

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14.17\text{MPa}$; $f_e=400\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$; $b=45\text{cm}$; $h=100\text{cm}$;
 $d=0.9h=90\text{cm}$; $f_{c28}=35\text{MPa}$; $f_{t28}=2.7\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=19.83\text{MPa}$

Sens x-x =sens y-y car $I_x=I_y=4.10$

$P=117.77 \text{ kN/ml}$; $M_0 = 247.46 \text{ KN.m}$ (**Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$**).

$P=117.59 \text{ kN/ml}$; $M_0 = 247.08 \text{ KN.m}$ (**Pour $f_{c28} = 35\text{MPa}$**).

Tableau VI.10: Ferraillage des nervures suivant.

		$M_u(\text{KN. m})$	μ	α	$Z(\text{cm})$	$A_S^{cal}(\text{cm}^2)$	Choix	$A_S^{adp}(\text{cm}^2)$
$f_{c28} = 25$ (MPa)	Travée	210.34	0.041	0.052	88.12	6.86	8T14	12.32
	Appuis	123.73	0.024	0.03	88.90	3.99	4T14	6.16
$f_{c28} = 35$ (MPa)	Travée	210.02	0.029	0.037	88.67	6.80	8T14	12.32
	Appuis	123.54	0.017	0.022	89.23	3.99	4T14	6.16

• **Vérification nécessaires**

✓ **Condition de non fragilité :**

$A_s \geq A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.93 < 18.85 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ vérifiée

Sens x-x $\left\{ \begin{array}{l} A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 8.69 < 12.32 \dots\dots\dots \text{vérifiée} (f_{c28} = 25\text{MPa}) \\ A_s^{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 11.18 < 12.32 \dots\dots\dots \text{vérifiée} (f_{c28} = 35\text{MPa}) \end{array} \right.$

✓ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$P=102.77 \text{ kN/ml}$; (**Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$**).

$P=102.59 \text{ kN/ml}$; (**Pour $f_{c28} = 35\text{MPa}$**).

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes.

		Sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	σ̄ _{st} (MPa)	Vérifiée
f_{c28} = 25 (MPa)	Travée	x-x	87.35	31.32	1758814.6	1.55	15	43.66	201.63	Oui
		y-y								
	Appuis	x-x	51.38	23.59	844687.37	1.51		74.33		
		y-y								
f_{c28} = 35 (MPa)	Travée	x-x	87.20	31.32	1758814.6	1.55	21	43.66	228.63	Oui
		y-y								
	Appuis	x-x	51.29	23.59	844687.37	1.44		70.85		
		y-y								

Conclusion :

Les contraintes à l'ELS sont vérifiées pour les deux cas.

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : τ_u < τ_u⁻ = Min(0.1f_{c28}; 4MPa)

Avec : τ_u = $\frac{T_u}{bd}$

Pour f_{c28} = 25MPa

T_u = $\frac{P_u L}{2} = 241.43 \text{ KN}$

τ_u = $\frac{241430}{450 \times 900} = 0.59 < \tau_u^- = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$

Pour f_{c28} = 35MPa

T_u = $\frac{P_u L}{2} = 241.06 \text{ KN}$

τ_u = $\frac{241060}{450 \times 900} = 0.59 < \tau_u^- = 3.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier}$

• **Armatures transversales**

✓ **BAEL 91 modifié 99 :**

* $\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{ij} K}{0.8 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage})$

* S_t ≤ Min(0.9d; 40cm) = 40cm

* $\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) = 0.40 \text{ MPa}$

✓ **RPA99 (version 2003) :**

* ∅_l = 20mm

$$* \frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$* S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) = 25\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$* S_t \leq \frac{h}{2} = 50\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

$f_c=400\text{MPa}$; $\tau_u=0.59\text{ Mpa}$; $f_{t28}=2.1\text{Mpa}$; $b=45\text{cm}$; $d=72\text{ cm}$; $h=80\text{cm}$

$\tau_u=0.59\text{Mpa}$; $f_{t28}=2.7\text{Mpa}$

On prend :

$S_t=15\text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$

$S_t=40\text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$

$$A_t \geq 3.37\text{cm}^2$$

On prend : $A_t= 6\text{T}10 = 4.71\text{ cm}^2$

VI.3.8. 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 les ronds lisses .

Pour les bâtiments courant on a $3\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau.

$$A_p = 3 \times 0.8 = 2.4\text{ cm}^2 \quad (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

Donc on prend : **4T12 = 4.52 cm**

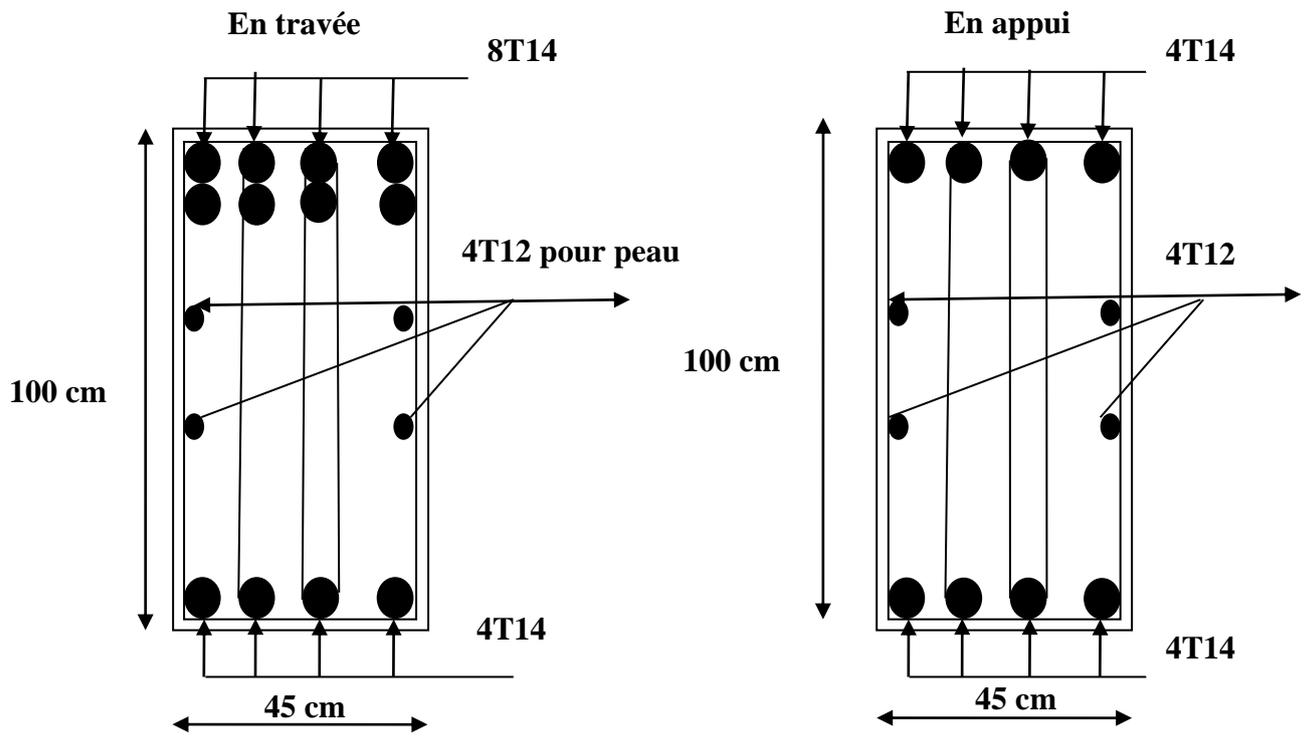


Figure VI.7: Ferrailage des nervures.

VI.4. Etude de la longrine :

VI.4.1. Introduction :

Les points d'appuis d'un bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines qui s'opposent au déplacement relatif de ces points dans le plan horizontal.

D'après le R.P.A 99 V2003, le minimum pour les longrines est :

$(25 \times 30) \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Site de catégorie S2, S3.

$(30 \times 30) \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Site de catégorie S4.

Donc on va adopter une longrine de $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

Les longrines doivent être calculés pour résister à un effort de traction égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN}$$

Avec :

$N = 1425.02 \text{ KN}$ (effort normal maximal du poteau)

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie de site.

Zone IIb ; site 3 $\Rightarrow \alpha = 12$.

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

$$F = \frac{1425.02}{12} = 118.75 \text{ KN} \Rightarrow F = 118.75 > 20 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$$F = \frac{1362.5}{12} = 113.54 \text{ KN} \Rightarrow F = 113.54 > 20 \text{ KN} \dots \text{CV}$$

VI.4.2. Calcul du ferrailage:

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

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} = \frac{118.75 \times 10^{-3}}{348} = 3.41 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

On prend la section minimale :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.23 \times 0.25 \times 0.27 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0.82 \text{ cm}^2 \dots \text{cv}$$

Le R.P.A 99 V2003 exige que :

$$A_{st \text{ min}} = 0.6\% (b \cdot h) = 0.6 \times \frac{0.25 \times 0.30}{100} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ min}} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{st} = 3.41 \text{ cm}^2 < A_{st \text{ min}} = 4.5 \text{ cm}^2$$

D'où le ferrailage choisi : $A_{st} = 6T12 = 6.79 \text{ cm}^2$

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

$$A_{st} = \frac{F}{\sigma_{st}} \Rightarrow A_{st} = \frac{113.54 \times 10^{-3}}{348} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité**On prend la section minimale :**

$$A_{st\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st\min} \geq 0.23 \times 0.25 \times 0.27 \times \frac{2.7}{400}$$

$$A_{st\min} \geq 1.05 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

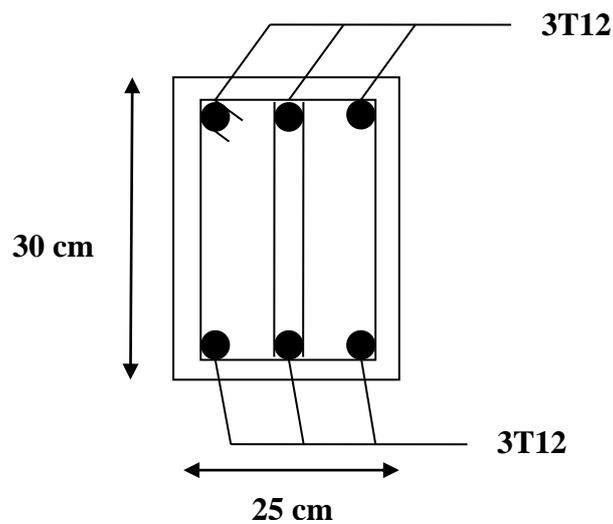
Le R.P.A 99 V2003 exige que :

$$A_{st\min} = 0.6\%(b.h) = 0.6 \times \frac{0.25 \times 0.30}{100} = 4.5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st\min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

On a :

$$A_{st} = 3.26 \text{ cm}^2 < A_{st\min} = 4.5 \text{ cm}^2$$

D'où le ferrailage choisi : $A_{st} = 6T12 = 6,79 \text{ cm}^2$ **Figure VI.8 : Ferrailage de la longrine.**

VI.4. Voile périphérique :

VI.4.1. Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement 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 et les fondations.

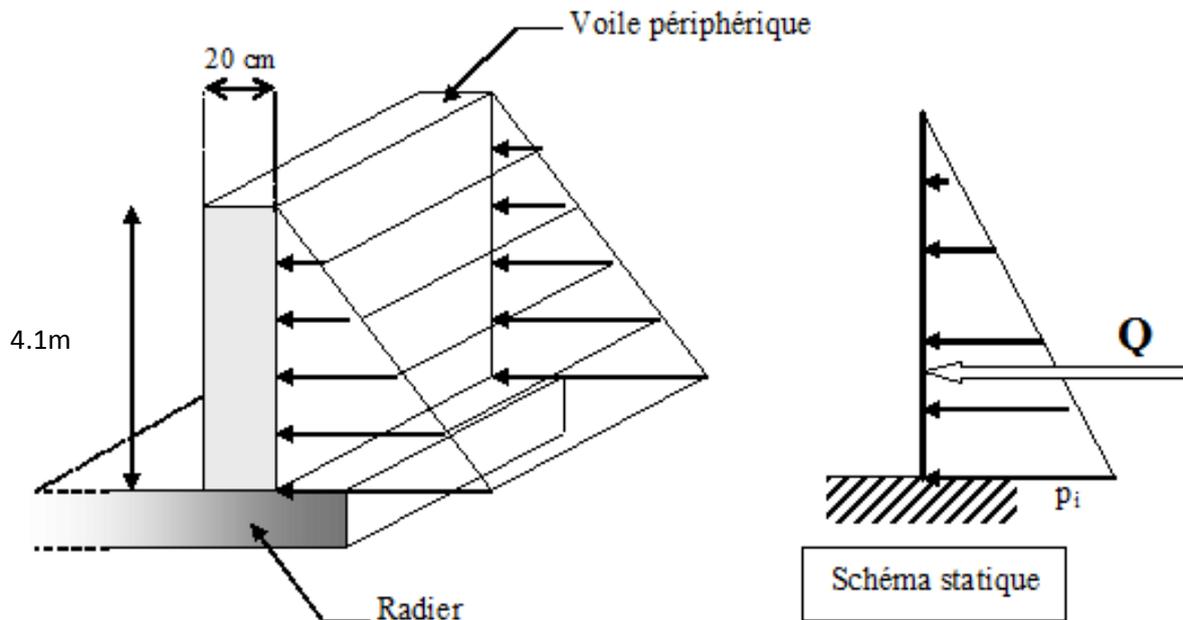


Figure VI.9. Evaluation des charges.

VI.4.2. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, 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 $50\varnothing$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

Avec :

B : Section du voile.

VI.4.3. Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable.

Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable). $L_x=4.10\text{m}$; $L_y=4.10$; $e=20\text{cm}$.

La charge de poussées des terres est données par:

$$Q=A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20 \text{KN/m}^3$).

h: Hauteur du voile.

A: coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 15^\circ \Rightarrow A = f(\varphi) = tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.8$$

$$Q = A \times \gamma \times h = (4.1 - 0.4) \times 0.8 \times 20 = 58.88 \text{KN/ml} \Rightarrow Q_u = 79.4888 \text{KN/ml}$$

VI.4.4. Effort dans la dalle :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.1}{4.1} = 1 \text{ La dalle travaille dans les deux sens}$$

D'après l'abaque de calcul des dalles rectangulaires, on a:

$$ELU : v = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.097 \\ \mu_y = 1.00 \end{cases} \Rightarrow$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L^2 = 0.097 \times 79.49 \times 4.1^2 = 129.61 \text{KN/m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 1 \times 129.61 = 129.61 \text{KN/m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_{t_x} = M_{t_y} = 0,85 M_x = 110.17 \text{KN.m}$$

- **Moments sur appuis :**

$$M_a = M_{a_y} = 0,5 M_x = 64.81 \text{KN.m}$$

VI.4.5. Ferrailage de la dalle :

b=100cm ; h=20cm ; d=0,9h=18cm ; $f_e=400 \text{MPa}$;

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} : \begin{cases} f_{t28} = 2,1 \text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{MPa} \\ f_{bc} = 14.16 \text{MPa} \end{cases}$$

$$f_{c28} = 35 \text{MPa} : \begin{cases} f_{t28} = 2,7 \text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{MPa} \\ f_{bc} = 19.83 \text{MPa} \end{cases}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.12. : Ferrailage de la dalle pleine.

fc28=25MPa								
	Mu	μ	$A'_s (cm^2)$	Z(cm)	$A_s^{cal} (cm^2)$	choix	$A_s^{adp} (cm^2)$	Esp(cm)
Travée	110.17	0.24	0	15.49	20.47	2x8T14	24.64	6.25
Appuis	64.81	0.14	0	16.64	11.19	2x6T12	13.58	8.33
fc28=35MPa								
	Mu	μ	$A'_s (cm^2)$	Z(cm)	$A_s^{cal} (cm^2)$	choix	$A_s^{adp} (cm^2)$	Esp(cm)
Travée	110.17	0.17	0	16.32	19.39	2x7T14	21.56	7.14
Appuis	64.81	0.10	0	17.06	10.92	2x5T12	11.3	10

Espacement:

En travée :

$$S_t = \frac{100}{14} = 7.14 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 7 \text{ cm}$

Sur appui :

$$S_t = \frac{100}{10} = 10 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$

VI.4.6. Condition exigée par les RPA99/version 2003:

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_t \geq 0,1 \times 20 \times 100 = 20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

VI.4.7. Condition de non fragilité :

Pour les dalles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30 cm.

On a :

$$12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$$

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

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \times \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} ; A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0.0008$ pour les barres de FeE400

$$A_x^{min} = 0.0008 \left[3 - \frac{4.10}{4.10} \right] \times \frac{100 \times 20}{2} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

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

➤ En travée

$$A_x = A_y = 24.64 \geq A_x^{min} = 1.60 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérfiée}$$

➤ En appui

$$A_x = A_y = 13.58 \geq A_x^{min} = 1.60 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérfiée}$$

Pour $f_{c28} = 35 \text{ MPa}$

➤ En travée

$$A_x = A_y = 21.56 \geq A_x^{min} = 1.60 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérfiée}$$

➤ En appui

$$A_x = A_y = 11.30 \geq A_x^{min} = 1.60 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{vérfiée}$$

VI.4.8. Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \tau_u^- = 0.05f_{c28} = 1.25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = \frac{79.48 \times 4.10 \times 4.10}{2 \times 4.10 + 4.10} = 108.62$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 108.62KN$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 108.62KN$$

$$\tau_u = \frac{108.62 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.60 MPa < \tau_u^- = 1.25MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Pour $f_{c28}=35MPa$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} < \tau_u^- = 0.05f_{c28} = 1.25MPa$$

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = \frac{79.48 \times 4.10 \times 4.10}{2 \times 4.10 + 4.10} = 108.62$$

$$T_y = \frac{q_u \times L_x}{3} = 108.62KN$$

$$T_u^{max} = \text{Max}(T_x; T_y) = 108.62KN$$

$$\tau_u = \frac{108.62 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.60 MPa < \tau_u^- = 1.75MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

VI.4.9. Vérification à L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'ELS:

$$Q_{ser} = Q = 58.88 KN/ml$$

$$\text{ELS : } v = 0.2 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.044 \\ \mu_y = 1.00 \end{cases} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_{ser} \times L^2 = 0.044 \times 58.88 \times 4.1^2 = 43.55KN/m \\ M_y = \mu_y \times M_x = 1 \times 43.55 = 43.55KN/m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85M_x = 37.02 KN/m \\ M_a = 0.5M_x = 21.77 KN/m \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6f_{c28} = 15MPa \text{ pour } f_{c28} = 25MPa$$

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^- = 0.6f_{c28} = 21MPa \text{ pour } f_{c28} = 35MPa$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau VI.13 : Vérification des contraintes à l'ELS.

fc28=25MPa							
	M_{ser} (KN/m)	y (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s^- (MPa)	Vérification
Travée	37.02	8.38	6.52	15	85.68	201.63	OK
Appuis	21.77	6.76	4.05	15	101.16	201.63	OK
fc28=35MPa							
	M_{ser} (KN/m)	y (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s^- (MPa)	Vérification
Travée	37.02	8.38	6.01	21	112.27	228.63	OK
Appuis	21.77	6.76	4.28	21	121.30	228.63	OK



Chapitre VII

Etude comparative



Introduction :

Nous avons fait le calcul de l'étude de la variation de la résistance du béton pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ comparant à $f_{c28}=35\text{MPa}$ dans le cas d'un bâtiment en béton armé à 7 niveaux.

Parmi les chapitres ci-dessous nous permettra de faire une comparaison entre $f_{c28}=25\text{MPa}$ et $f_{c28}=35\text{MPa}$

Partie I : Pré dimensionnement

- **Poutre :**

La résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge n'a aucun d'effet sur le pré dimensionnement des poutres (principale, secondaire). voir le tableau

Tableau VII.1 : Choix final de la section des poutres

Résistance caractéristique a la compression	Poutre principale (cm)	Poutre secondaire (cm)
$F_{c28}=25\text{MPa}$	30x40	30x35
$F_{c28}=35\text{MPa}$	30x40	30x35

- **Poteaux :**

On a une réduction de la section du poteau de $f_{c28} = 35\text{MPa}$ par rapport à $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Tableau VII.2 : Les sections finalement adopté.

	$f_{c28} = 25\text{MPa}$	$f_{c28} = 35\text{MPa}$
Etage	Section	section
6	30x30	30x30
5	30x30	30x30
4	30x30	30x30
3	35x35	30x30
2	35x35	30x30
1	40x40	35x35

Partie II: Etude Calcul des éléments secondaires

Escalier : on a une réduction de section d'acier pour $f_{c28}=35\text{MPa}$ par rapport 35MPa

Partie III: Etude sismique

Lorsque la période diminue la rigidité augmente quel qu'en soit $f_{c28}=25\text{MPa}$ ou $f_{c28}=35\text{MPa}$, d'où la rigidité pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ est supérieur à celui de $f_{c28}=35\text{MPa}$.

Voir les résultats des tableaux ci-dessous.

- **Poids total de la structure "W" :**

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donne par le logiciel ETABS:

Tableau VIII.3: Poids des différents niveaux

Niveaux(m)	W étage (t) f _{c28} =25MPa	W étage (t) F _{c28} =35MPa
RDC	304.14	296.11
1 étage	261.97	255.54
2 étages	258.52	252.56
3 étages	255.54	252.56
4 étages	252.56	252.56
5 étages	245.93	245.93
6 étages	236.67	236.68
Poids totale	1815.33	1791.94

• **Période et facteur de participation massique :**

Même si la résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge sont différent, il n'y a pas aussi de différence entre les périodes ainsi que la participation massique. Voir le tableau

Tableau VIII.4:Période et facteur de participation massique

f _{c28} =25MPa			
Mode	Période	UX	UY
1	0.507083	2.2936	65.1805
2	0.473306	55.8812	3.467
3	0.392531	11.7238	0.2101

Tableau VIII.5:Période et facteur de participation massique

f _{c28} =35MPa			
Mode	Période	UX	UY
1	0.501073	2.9182	64.6399
2	0.467869	55.2027	4.4064
3	0.387204	12.1838	0.2477

• **Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

les efforts (Sismique et Dynamique) pour f_{c28}=25MPa est supérieur à celui de f_{c28}=35MPa dans les deux directions (XX, YY).

Pour f_{c28}=25MPa

$$V_x = \frac{0.2 \times 1.9 \times 1.15}{4} \times 1815.33 \Rightarrow V_x = 1983.248\text{KN}$$

$$V_y = \frac{0.2 \times 1.85 \times 1.15}{4} \times 1815.33 \Rightarrow V_y = 1931.057\text{KN}$$

Pour f_{c28}=35MPa

$$V_x = \frac{0.2 \times 1.9 \times 1.15}{4} \times 1791.94 \Rightarrow V_x = 1957.69\text{KN}$$

$$V_y = \frac{0.2 \times 1.85 \times 1.15}{4} \times 1791.94 \Rightarrow V_y = 1906.176 \text{KN}$$

• **Résultante des forces sismiques de calcul :**

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Tableau VIII.6: comparaison entre l'effort statique et dynamique $f_{c28}=25\text{MPa}$

L'effort Tranchant à la base	0.8V _{statique} (KN)		V _{Dynamique}		V _{Dynamique} ≥ 0.8V _{statique}
	0.8V _x	0.8V _y	V _x	V _y	CV
	1586.59	1544.8456	1604.1859	1778.59	

Tableau VIII.7: comparaison entre l'effort statique et dynamique $f_{c28}=35\text{MPa}$

L'effort Tranchant à la base	0.8V _{statique} (KN)		V _{Dynamique}		V _{Dynamique} ≥ 0.8 V _{statique}
	0.8V _x	0.8V _y	V _x	V _y	cv
	1566.152	1524.94	1591.45	1775.66	

• **Calcul des déplacements : (RPA 99 V2003 (article 4.4.3, p59°)**

Les déplacements inter-étages selon les deux sens pour $f_{c28}=25\text{Mpa}$ et 35MPa sont presque les mêmes (voir chapitre IV).

• **Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :**

l'effet P-Δ (θ_K) les deux sens pour $f_{c28}=25\text{Mpa}$ et 35MPa sont presque les mêmes (voir chapitre IV).

• **Stabilité en renversement :**

M_{resis}/M_r dans les deux sens pour $f_{c28}=25\text{Mpa}$ et 35MPa sont presque les mêmes (voir chapitre IV).

Partie IV: Ferrailage des éléments résistants

Concernant le ferrailage on a une réduction de section du béton et section d'acier, le ferrailage final adopté pour les poutres principales et secondaires ainsi que les voiles est celui donné par le RPA version 2003 pour le $f_{c28}=25\text{MPa}$ et 35MPa ($A_{S\text{min}}$ RPA Supérieur à $A_{S\text{calculé}}$). voir chapitre V

Partie V: Fondation

On a une réduction de section d'acier A_S^{cal} de $f_{c28}=35\text{MPa}$ par rapport à $f_{c28}=25\text{MPa}$ (Radier, nervure).



CONCLUSION

GENERALE



Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

La surabondance des voiles dans une structure ne veut pas dire automatiquement, une bonne résistance, vis-à-vis des séismes, mais peut nuire à la stabilité de la structure, lorsque ces dernières sont mal placées. On a adopté la même disposition des voiles pour $f_{c28}=25\text{MPa}$ ainsi que pour 35Mpa .

L'étude comparative entre deux types de béton de résistance différentes, permet de constater que l'augmentation de la résistance du béton (f_{c28}) ne conduit pas toujours à une diminution du ferrailage des éléments structuraux notamment les poteaux, ou bien des éléments qui travaillent à la traction (Acrotère) qui sont contrôlés par d'autres critères de calcul.

Finalement cette étude, nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul en faisant la variation de la résistance du béton, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Notons qu'enfin ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.



REFERENCES

BIBLIOGRAPHIQUES



Bibliographiques et Références

- [1] Règles de Calcul de Béton Armé aux états limites ultimes B.A.E.L 91.
- [2] Règle de Conception et de calcul des structures en Béton Armé C.B.A 93 « DTR-B.C25-41 ».
- [3] Règles Parasismiques Algériennes R.P.A 99 « version 2003 ».
- [4] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat.
- [5] Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R-B.C 2.2.
- [6] Conception et calcul des structures de bâtiment (Tome 1, 2, 3, 4) HENRY Thonier.
- [7] Calcul des ouvrages en béton armé ; Y.CHERAIT.