



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Génie de la construction

Présenté par :

- ELASSEL AHLEM
- DJILALI AICHA

Sujet du mémoire

***Etude d'un bâtiment (R+7) à usage
d'habitation implanté à Tiaret***

Soutenu publiquement le//2023 devant le jury composé de :

Mr MIMOUNI M.	Président
Mr BENYAMINA A. B.	Rapporteur
Mr ABADA G.	Examineur
Mr KLOUCHE D. I.	Examineur
MmeKHAROUBIL.	Examineur

PROMOTION : 2022/2023

Dédicace

﴿ بسم الله الرحمن الرحيم ﴾

والصلاة والسلام على أشرف المرسلين وخاتم الأنبياء وبعد:

Je suis ravi de dédier ce modeste travail à :

Mes chers parents ; qu'Allah les préserve et les garde.

Comme un luminaire sur mon chemin.

À mes frère :Hakim et Amin.

À mes chers amis : HABIBA, FOUZIA, RACHA et AMEL.

Et à tous ceux qui m'ont tendu la main ; de près ou de loin ; et m'ont aidé à accomplir ce mémoire

ELASSEL. A

Remerciements

Ce travail a été réalisé sous la direction de Mr BENYAMINA Abdelrahmane., que nous tenons à remercier pour avoir accompli ce modeste travail avec nous.

Nous tenons également à adresser nos sincères remerciements au Président du jury, M. Mimouni Mohamed et nous tenons à remercier les membres du jury : Mr Ababa Ghannam, Mr Klouch Ibrahim, et Mme Mimouni, d'avoir accepté l'évaluation de notre thèse sans oublier le groupe d'enseignants de l'Université Ibn Khaldoun.

Nous sommes particulièrement heureux de remercier toutes les personnes qui nous ont soutenus tout au long de la conception de cet ouvrage,

ELASSEL AHLEM ET DJILALI AICHA

SOMMAIRE

DÉDICACE.....	II
REMERCIEMENTS.....	III
ملخص.....	VIII
RÉSUMÉ.....	IX
ABSTRACT.....	X
NOTATIONS ET SYMBOLES.....	XI
I. INTRODUCTION GÉNÉRALE ET HYPOTHÈSE DE CALCUL.....	1
I.1. INTRODUCTION.....	2
I.2. PRÉSENTATION DE L'OUVRAGE.....	2
I.3. OBJECTIF.....	2
I.4. DEFINITION DE LA PROBLEMATIQUE.....	2
I.4.1. <i>Caractéristiques de sol</i>	2
I.4.2. <i>Caractéristiques géométriques</i>	3
I.5. CONCEPTION DE LA STRUCTURE.....	4
I.5.1. <i>Ossature de l'ouvrage</i>	4
I.5.2. <i>Plancher</i>	4
1) Planchers à corps creux :.....	4
2- Plancher à dalle pleine :.....	4
I.5.3 <i>Escalier</i>	5
I.5.4. <i>Maçonnerie</i>	6
I.5.4.1 Murs extérieurs.....	6
I.5.4.2 Murs intérieurs.....	6
I.5.5 <i>Revêtement</i>	7
I.5.6. <i>Acrotères</i>	8
I.5.7 <i>Gaine d'ascenseurs</i>	8
I.5.8 <i>Fondations</i>	9
I.6. CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX.....	9
I.6.1 <i>Le Béton</i>	9
I.6.1.1 Les matériaux composant le béton.....	9
I.6.1.2. Dosage et composition du béton.....	10
I.6.1.3. Résistances mécaniques du béton.....	10
I.6.1.3.1 Résistance à la compression CBA.93 [ART 2.1.1.1].....	10
I.6.1.3.2 Résistance à la traction.....	10
I.6.1.4 Déformation et contraintes de calcul.....	11
I.6.1.4.1 Etat limite de résistance.....	11
I.6.1.4.2 Contrainte admissible de cisaillement.....	12
I.6.1.4.3 Module de déformation longitudinale du béton.....	12
I.6.1.4.4 Coefficient de Poisson.....	12
I.6.2 Les Aciers.....	13
I.6.2.1 Diagramme de déformation des contraintes de calcul $\sigma_s = f(\epsilon \text{ ‰})$	14
I.6.2.2 Contraintes limites de traction des aciers.....	14
I.6.2.3 Etats limites.....	15
I.6.2.3.1 E.L.U.....	15
I.6.2.3.1.1 Hypothèses de calcul.....	15
I.6.2.3.2. E.L.S.....	16
I.6.2.3.2.1 Hypothèses de calcul.....	16
I.6.2.4 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites.....	16
I.7. CONCLUSION.....	17
II. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX.....	18
II.1. INTRODUCTION.....	19
II.2. PREDIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS.....	19
II.2.1 <i>Détermination de l'épaisseur des planchers</i>	19

II.2.2	<i>Descente de charges des plancher</i>	20
II.2.2.1	Plancher terrasse inaccessible	20
II.2.2.2	Plancher étage courant	20
II.2.2.3	Murs extérieurs	21
II.3.3	<i>Murs intérieurs</i>	21
II.2.2.4	Surcharges d'exploitation	21
II.3	PREDIMENSIONNEMENT DES POUTRES	22
II.3.1	<i>Poutres principales</i>	22
II.3.2	<i>Poutres secondaires</i>	22
II.4	PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX	23
II.4.1	<i>Les efforts de compression dus aux charges d'exploitation</i>	24
II.4.1	<i>Les efforts de compression dus aux charges permanentes</i>	25
II.4.2	<i>Détermination de dimension de la section du poteau (axb) de type 01</i>	25
II.4.2.1.	Détermination de "a"	26
II.4.2.4	Vérification des conditions du "RPA99 version 2003"	27
II.4.3	<i>Détermination de dimension de la section du poteau (axb) de type 02</i>	27
II.4.3.1	Détermination de "a"	28
II.4.3.4	Vérification des conditions du "RPA99 version 2003"	29
II.4.3.1	Détermination de "a"	30
II.4.3.3	Détermination de "b"	31
II.4.3.4	Vérification des conditions du "RPA99 version 2003"	32
II.5.	PREDIMENSIONNEMENT DES VOILES	32
II.5.1	<i>Rôle des voiles et des murs</i>	32
II.6.	CONCLUSION	34
III.	ETUDE DES PLANCHERS	35
III.1.	INTRODUCTION :	36
III.2.	ÉTUDE DE DALLE DE COMPRESSION :	36
Armatures perpendiculaires aux nervures :	36	
Armatures parallèles aux nervures :	36	
III.3.	LES POUTRELLES :	37
III.4.	CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT (LA METHODE FORFAITAIRE) :	39
Vérification des contraintes à L.E.S	54	
III.	CONCLUSION	57
IV.	ETUDE DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	58
IV.1	INTRODUCTION	59
IV.2	ACROTERE	59
IV.2.1	<i>Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité</i>	59
IV.2.2	<i>Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section</i>	60
IV.2.3	<i>Calcul du ferrailage (E.L.U.)</i>	61
IV.2.3.1	Vérification de l'existence des armatures comprimée A'	61
IV.2.3.2	Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire	61
IV.2.3.3	Vérification des contraintes (E.L.S.)	62
IV.2.3.4	Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}	62
IV.2.3.5	Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st}	62
IV.2.3.6	Contrainte de cisaillement	62
IV.2.3.7	Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme	63
IV.2.	BALCONS	65
IV.2.1.	<i>Balcon étages courants</i> :	65
IV.2.1.1.	Etude des charges et des sollicitations	65
IV.2.1.2.	Charge surfacique et linéaire :	65
IV.2.1.3.	Calcul du moment max et de l'effort tranchant max	66
IV.2.1.5.	Vérifications	66
IV.2.1.5.1.	Condition de non fragilité	66
IV.2.1.5.2.	Contrainte de cisaillement	67
IV.2.1.5.3.	Contraintes d'adhérence	67
IV.2.1.5.4.	Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}	67
IV.2.1.5.5.	Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}	68
IV.2.1.5.6.	Vérification de la flèche	68
IV.2.2.	<i>Porte à faux (Terrasse)</i>	68

IV.4. CALCUL DES ESCALIERS	70
IV.4.1. Définition	70
III.4.1.2. Détermination des charges et surcharges :	72
III.4.1.3. Calcul à l'ELU :	73
IV.4.1.4. Le ferrailage :	74
IV.4.1.5. Les vérifications à l'E.L.U :	75
IV.4.1.6. Les vérifications à l'E.L.S :	76
IV.4.2. Calcul de la poutre palière	81
IV.4.2.1. Dimensionnement :	81
IV.4.2.2. Calcul des efforts à l'ELU :	81
IV.4.2.3. Calcul des armatures :	82
IV.4.2.4. Vérifications à l'E.L.U :	83
IV.4.2.5. Vérifications à l'E.L.S :	84
IV.4 L'ASCENSEUR	87
IV.4.1 Introduction	87
IV.4.2 Etude de l'ascenseur :	87
IV.4.3 Vérification de dalle au poinçonnement.....	90
IV.4.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées	90
IV.4.5 Distances des rectangles :	91
IV.4.6 Les moments suivant les deux directions.....	91
IV.4.7 Les moments dus aux charges concentrées	92
IV.4.9 Moments retenus:	92
IV.4.10 Calcul du ferrailage de la dalle:	92
IV.4.11 Section minimale des armatures :	93
IV.4.12 Choix des aciers :	94
IV.4.13 Nécessité de disposer des armatures transversales.....	94
IV.4.13 Les vérifications à L'E.L.S	95
IV.4.13.1 Calcul des sollicitations à L'E.L.S	95
IV.4.13.2 Moment dû aux charges localisées :	96
IV.4.13.3 Moment dû aux charges réparties (Poids propre).....	96
IV.4.13.4 Moment dû aux charges réparties (E.L.S)	96
IV.4.13.5 Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact du rectangle	97
IV.4.14 Disposition du ferrailage :	99
IV.4.14.1 Arrêt des barres :	99
IV.4.14.2 Cas des charges uniformes :	99
IV.4.14.3 Arrêt des barres sur appuis :	99
IV.4.14.4 Arrêt des barres en travée dans les deux sens	99
IV.4.14.5 Armatures finales.....	99
IV.4.15 Voile de la cage d'ascenseur.....	99
CONCLUSION	101
V. ETUDE SISMIQUE	102
V.1. GENERALITES SUR LES SEISMES :	103
V.2. INTRODUCTION :	103
V.3. CALCUL SISMIQUE :	103
V.3.1. Analyse Modale Spectrale :	104
V.3.2. Méthode du calcul :	104
V.3.3. Conditions à vérifier :	104
V.4. METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE :	105
V.4.1. Principe de la méthode :	105
V.4.2. Spectre de réponse de calcul :	105
V.4.3. Calcul de la force sismique totale	106
V.4.4. Le poids total de la structure :	108
V.5. VERIFICATION DES FORCES SISMIQUES : (VD > 80% VST) :	108
V5.1. Le calcul de la force sismique totale :	108
V.5.2. Vérification de la période fondamentale :	109
V.5.3. Vérification des facteurs de participation massique : [RPA Article 4.3.4].....	111
V.5.4. Les déplacements latéraux inter- étage :[RPA Article 4.43].....	111
V.5.5. Effort normale réduit : [RPA Article 7.1.3.3].....	112

VI. ETUDE DES PORTIQUES	114
VI.1 FERRAILLAGE DES PORTIQUES :	115
VI.1.1. <i>Ferraillage des poutres</i> :	115
VI.1.1.1. Méthode de calcul :	115
VI.1.1.2. Les armatures longitudinales :	115
VI.1.1.3. Armatures transversales :	115
VI.1.2. <i>Poutres principales (30x40) cm²</i> :	117
VI.1.2.1. Poutre de rive	117
VI.1.2.2 Poutre intermédiaire :	118
VI.1.3. <i>Poutres secondaires (30x35) cm²</i> :	119
VI.1.3.1. Poutre de rive :	119
VI.1.3.2 Poutre intermédiaire :	120
VI.1.4. <i>Vérifications</i>	122
VI.1.4-1. Poutres principales (30x40) cm ²	122
VI.1.4-2. <i>Poutres secondaires (30x35) cm²</i>	126
VI.1.4. <i>Dessin de ferraillage des sections des poutres</i> :	130
a- Poutres principales(30x45) cm ² :.....	130
Poutre intermédiaire.....	130
b- Poutres secondaire (30x35) cm ² :	130
Poutre intermédiaire.....	131
VI.2. FERRAILLAGE DES POTEAUX	131
VI.2.1. <i>Méthode de calcul</i>	131
VI.2.2. <i>Ferraillage exigé par R.P.A 99(version 2003)</i>	131
VI.2.3. EXEMPLE DE CALCUL.....	132
VI.2.3.1. Les sollicitations défavorables	132
VI.2.3.2 Calcul d'un poteau :	133
VI.2.3.2.1- Exemple de calcul :	133
VI.5 CONCLUSION	138
VII. ETUDE DES VOILES	139
VII.1. INTRODUCTION	140
VII.2. LE SYSTEME DE CONTREVENTEMENT	140
VII.3. LA METHODE DE CALCUL.....	141
VII.4. FERRAILLAGE DES VOILES	142
VII.5. DISPOSITION DES ARMATURES.....	144
VIII. ETUDE DES FONDATIONS	146
VIII.1. INTRODUCTION	148
VIII.2. ETUDE DE SOL :	148
VIII.3. STABILITE DES FONDATIONS :	148
VIII.2.2. <i>Définition du radier</i> :.....	152
VIII.3. CALCUL DU RADIER :	152
VIII.3.1. <i>Pré dimensionnement du radier</i> :	152
VIII.3.3. <i>Evaluation des charges pour le calcul du radier</i> :.....	154
VIII.4. <i>Ferraillage Du Radier</i> :	154
VIII.4.1. <i>Ferraillage des dalles</i> :.....	154
1. <i>Moment en travée</i> :	154
2. <i>Moment sur appuis</i> :	154
VIII.4.3. <i>Ferraillage des poutres de libage</i> :	156
• <i>Sens transversal(Y)</i> :	156
VIII.4.4. <i>Armature De Peau</i> :	159
VIII.5. LES VERIFICATIONS : VIII.5.1. CONTRAINTE DE CISAILLEMENT :	159
VIII.5.2. <i>Armatures transversales</i> :	160
CONCLUSION	160
CONCLUSIONS	161
BIBLIOGRAPHIE	162

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية تتكون من طابق ارضي زائد 07 طوابق واقعة بولاية تيارت. هذه المنطقة مصنفة كمنطقة ضعيفة زلزاليا صنف | حسب قواعد RPA99 V.2003.

هذا المشروع منجز بواسطة العارضات والأعمدة والجدران من الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية ومقاومتها لكل الحمولات العمودية والأفقية، تم قياس وتسليح مختلف العناصر الأساسية المصممة طبقا للمعايير والقوانين المعمول بها حسب مقاييس هندسة الزلازل الجزائري ومقياس الخرسانة المسلحة، حيث تم استعمال قواعد للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة في هذه الدراسة BAEL91 modifié 99 و RPA ver. 2003 وبرنامج التحليل الإنشائي بطريقة العناصر المحدودة SAP2000.

الكلمات المفتاحية:

خرسانة مسلحة، تدعيم إنشائي مختلط، دراسة ديناميكية.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment constitué d'un Rez-de-chaussée plus (07) étages, implanté à TIARET. Cette région est classée comme une zone de faible sismicité (Zone I) selon le RPA99 version 2003.

Cet ouvrage est une structure auto stable contreventé par des voiles en béton armé, le prédimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément aux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99Ver 2003 et B.A.E.L91 modifié99). L'analyse sismique de la structure a été réalisée par logiciel de calcul de structure par éléments finis SAP2000.

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, étude dynamique.

Abstract

This project presents a detailed study of a multipurpose building, consists of a ground floor addition (07) floors, located in TIARET. This region is classified as a low seismic zone (zone I) according to the RPA99 version2003.

This construction is a mixed building (frame- shear wall) and a freestanding structure braced by reinforced concrete sails. The resizing of the different elements was elaborated according to the BAEL (Reinforced Concrete in Limit States) and RPA99 (Algerian Seismic Dispositions) version 2003. The seismic analyses were conducted by Finite Elements program **SAP2000**.

keywords

Reinforced concrete, mixed bracing, dynamic study

Notations et illustrations

NOTATIONS ET SYMBOLES

Symboles	Signification
E.L.S	Etat Limite De Service,
E.L.U	Etat Limite Ultime,
C_{te}	Valeur Constance,
A_s	Section D'aciers,
A'_s	Section D'aciers Comprimés,
A_{max} , A_{min}	Section D'acier Maximale Et Minimale,
A.N	Axe Neutre,
A_s	Armatures Supérieures,
A_t	Section D'un Cours D'armatures Transversales,
B_r	Section Réduite,
B_o	Section Homogène Totale,
E_s	Module D'élasticité,
F_{bc}	Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton,
G	Action Permanente,
I_0	Moment D'inertie De La Section Totale Homogène,
M_a	Moment Sur Appui,
M_{Ser}	Moment Fléchissant A L'E.L.S,
M_U	Moment Fléchissant A L'E.L.U,
$M_{\acute{a}x}$	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé,
M_{oy}	Moment Fléchissant Au Centre D'un Panneau De Dalle Articulé Pour Une Bande De Largeur Unité Parallèle A I_y
N_{Ser}	Effort Normal De Service,
N_u	Effort Normal Ultime,
P_{Ser}	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S,
P_u	Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U,
V_u	Effort Tranchant à l'E.L.U,
a-b	Dimensions En Plans D'un Poteau, a est le Plus Petite Dimension
B	Largeur D'une Table De Compression,
b_0	Largeur D'une Section Rectangulaire Ou De La Nervure D'une Section En T,
b_1	Largeur d'une aile de tension en T,
d	Hauteur utile d'une section,
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton,
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la compr à- j- jours,
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j,

f_e	Limite d'élasticité de l'acier,
f_{tj}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à l'âge de jours,
f_{t28}	Résistance conventionnelle à la traction du béton à 28 j,
h	Hauteur totale d'une section,
h_0	Hauteur d'une table de compression,
i	Rayon de giration,
l_a	Portée d'ancrage,
l_f	Hauteur de flambement,
l_i	Portée de travée,
l_r	Longueur de recouvrement,
l_s	Longueur de scellement,
l_o	Longueur fictive,
$n = 15$	Coefficient d'équivalence,
S_t	Espacement des armatures transversales,
\mathcal{E}_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé ,
\mathcal{E}_s	Allongement relatif des aciers tendus,
\mathcal{E}_{sc}	Raccourcissement relatif des aciers comprimés,
\mathcal{E}_{st}	Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul (f_e / γ_s),
Π	Coefficient de fissuration,
λ	Élancement géométrique,
μ	Coefficient de frottement acier /béton,
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit,
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton,
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite du béton comprimé à L'E.L.S
σ_s	Contrainte de traction de l'acier,
τ_{su}	Contrainte d'adhérence limite,
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle,
ϕ	Diamètre d'une barre,
ϕ_l	Diamètre d'une barre longitudinale,
ϕ_t	Diamètre d'une barre transversale,
ψ, ψ'	Coefficient pour calculer l'ancrage des courbes,
ψ_s	Coefficient de scellement,

Liste des figures :

Figure I-1. Caractéristiques géométriques de bâtiment	3
Figure I-2. Plancher à corps creux	4
Figure I-3. Plancher à dalle pleine.....	5
Figure I-4. Vue en plan d'une cage d'escalier	5
Figure I-5. Les éléments constitutifs d'un escalier.	6
Figure I-6. Brique creuse à 8 trous.....	6
Figure I-7. Mur intérieur de séparation en brique creuse.	7
Figure I-8. Le revêtement du bâtiment.	7
Figure I-9. Acrotère.....	8
Figure I-10. Ascenseur	8
Figure I-11. Résistance du béton à la traction en fonction de celle à la compression	11
Figure I-12. Diagramme parabole-rectangle des contraintes de déformation du béton	11
Figure I-13. Diagrammes de déformations des contraintes de béton	12
Figure I-14. Diagramme de mesure de coefficient de Poisson.	13
Figure I-15. Diagramme de déformations des contraintes.	14
Figure I-16. Diagramme des déformations limites de la section (règle des trois pivots.....	16
Figure II-1. Coupe d'un plancher à corps creux.	19
Figure II-2. Plancher terrasse (inaccessible).....	20
Figure II-3. Plancher étage courant (corps creux).....	21
Figure II-4. Le poteau le plus sollicité.....	23
Figure II-5. Représentation d'un Voile.....	33
Figure III-1. Ferrailage de la dalle de compression	36
Figure III-2. Analyse et dimensions de la poutrelle	37
Figure III-3. Analyse et dimensions du plancher terrasse	38
Figure III-4. Calcul des moments fléchissant	39
Figure III-5. Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U	41
Figure III-6. Diagramme de l'effort tranchant.....	41
Figure III-7. Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U	42
Figure III-8. Dimensions de section en T.....	42
Figure III-9. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'E.L.S	46
Figure III-10. Schéma statique de la poutrelle.....	49
Figure III-11. Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U	49
Figure III-12. Diagramme de l'effort tranchant.....	50
Figure III-13. Dimensions de la section en T	50
Figure III-14. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'E.L.S	54
Figure IV-1. Dimensions de l'acrotère.	59
Figure IV-2. Disposition de ferrailage de l'acrotère	63
Figure IV-3. Balcon étage courant.....	65

Figure IV-4. Schéma de ferrailage de la porte à faux (étage courant)	69
Figure IV-5. Schéma de ferrailage de la porte à faux (terrasse)	69
Figure IV-6. Principaux termes relatifs à un escalier	70
Figure IV-7. Charges d'escalier	73
Figure IV-8. Diagrammes des moments fléchissant et des Efforts tranchants à l'E.L.U.	73
Figure IV-9. Diagramme des moments fléchissant et des Efforts tranchants à l'E.L.S.	77
Figure IV-10. Ferrailage de l'escalier d'étage courant	80
Figure IV-11. Diagramme des moments fléchissant et des Efforts tranchants à l'E.L.U.	82
Figure IV-12. Ferrailage de la poutre palière	86
Figure IV-13. Vue en plan de l'ascenseur.	87
Figure IV-14. Ferrailage Supérieur de la dalle de l'ascenseur	100
Figure IV-15. Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur	100
Figure V-1. 1 ^{er} Mode (Translation Sens XX)	109
Figure V-2. 2 ^{ème} Mode (Translation Sens YY)	110
Figure V-3. 3 ^{ème} Mode (Rotation autour de Z)	110
Figure VI-1. Dessin de ferrailages des sections des poteaux	138
Figure VII-1. Schéma du voile + poteaux	143
Figure VII-2. Disposition des armatures verticales dans les voiles	145
Figure VII-3. Disposition du ferrailage du voile	145
Figure VIII-1. Schéma du panneau le plus défavorable	155
Figure VIII-3. Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	156
Figure VIII-4. Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.....	157
Figure VIII-4. Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture.....	157
Figure VIII-5. Schéma des armatures de peau.	159

Liste des tableaux

Tableau I-1. Caractéristiques géométriques	3
Tableau I-2. Dosage et composition du béton.....	10
Tableau I-3. Poids volumique des matériaux	10
Tableau I-4. Les domaines de la Règle des trois pivots.	15
Tableau II-1. Charges Permanente G et d'exploitation Q de plancher terrasse inaccessible	20
Tableau II-2. Charge permanente G et charge d'exploitation Q de Plancher étage courant.....	20
Tableau II-3. Charge permanente G de Murs extérieurs.	21
Tableau II-4. Charge permanente G de Murs intérieurs.	21
Tableau II-5. Surcharges d'exploitation Q	21
Tableau II-6. Dégression en fonction du nombre d'étage	24
Tableau II-7. Tableau récapitulatif des sections des poteaux	32
Tableau II-8. Les voiles	33
Tableau II-9. Tableau récapitulatif des sections des poteaux, poutre et épaisseur des voiles	34
Tableau III-1. Caractéristiques mécaniques des poutrelles	41
Tableau III-2. Résultats des charges sur poutrelles	42
Tableau III-3. Caractéristiques mécaniques des poutrelles	49
Tableau III-4. Résultats des charges sur poutrelles	50
Tableau IV-1. Descente de charge sur balcon	65
Tableau IV-2. Les résultats des moments isostatiques.....	91
Tableau IV-3. Les résultats des moments isostatiques.....	96
Tableau V-1. Facteur de qualité	107
Tableau V-2. Poids total de la structure	108
Tableau V-3. Valeurs de la force sismique totale.....	108
Tableau V-4. Facteur de participation massique.....	111
Tableau V-5. déplacements latéraux inter- étage	112
Tableau V-6. Effort normale réduit	112
Tableau VI-1. Moments max des Poutres principales de rive.....	116
Tableau VI-2. Moments max des Poutres principales intermédiaire.....	116
Tableau VI-3. Moments max des Chaînages de rive	116
Tableau VI-4. Moments max des Chaînages intermédiaires	116
Tableau VI-5. Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive	121
Tableau VI-6. Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires	121
Tableau VI-7. Récapitulation du ferrailage des chaînages de rive.....	122
Tableau VI-8. Récapitulation du ferrailage des chaînages intermédiaires	122
Tableau VI-9. ferrailage des sections des poutres	130
Tableau VI-10. Sollicitations du premier genre.	132
Tableau VI-11. Sollicitations du deuxième genre.	132
Tableau VI-12. Ferrailage des poteaux	138
Tableau VIII-1. Les surfaces revenant aux semelles	151

Chapitre I:

Introduction générale et hypothèse de calcul

I.1. Introduction

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (Poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitations et commercial.

- Un rez-de-chaussée (RDC) à usage commercial.
- Du 1ère au 7ème étages à usage d'habitation avec 3 logements par palier 2F4 et un F3.
- La configuration du bâtiment représente une régularité en plan et en élévation.

Le bâtiment sera implanté à TIARET classé selon le règlement parasismique Algérien (RPA 99/version2003) comme une zone de faible sismicité (Zone I).

Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

I.3. Objectif

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles) aux différentes sollicitations (compression, flexion ...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques, donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91)^[1], RPA99 modifié en 2003^[2] qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier), le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure. L'objectif du présent chapitre est de fournir la liste des données du bâtiment analysé en ce qui concerne le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.4. Définition de la problématique

Le problème posé est comment assurer la résistance de présente structure aux différents effets tout en prenant le coté économique en considération ?

I.4.1. Caractéristiques de sol

Selon les Règlements RPA 99 Ver. 2003, le bâtiment est implanté dans une zone classée de faible sismicité (zone I), de caractéristiques suivantes:

- Le site est considéré comme meuble (S_2).
- La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 1,5$ bars.

I.4.2. Caractéristiques géométriques

L'architecture de l'ouvrage à étudier est constituée d'un seul bloc de forme rectangulaire régulière en plan, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont récapitulées dans le tableau 1.1 :

Tableau I-1. Caractéristiques géométriques

Dimensions en plan(m)	Longueur totale de bâtiment	24.40
	Largeur totale du bâtiment	13.30
Dimensions en élévation(m)	Hauteur totale du bâtiment + acrotère	25.80
	Hauteur du RDC	4.08
	Hauteur des étages courants	3.06
	Acrotère	0.60

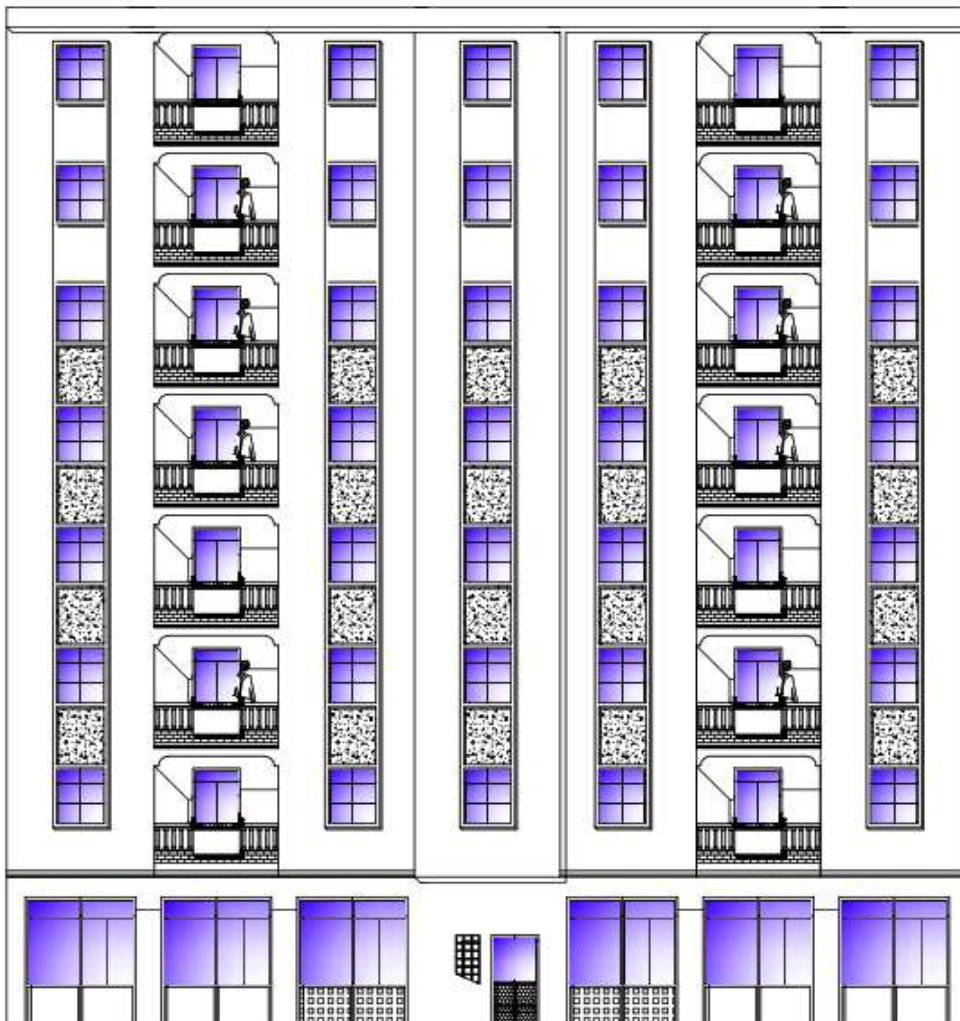


Figure I-1. Caractéristiques géométriques de bâtiment

I.5. Conception de la structure

I.5.1. Ossature de l'ouvrage

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.5.2. Plancher

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

1) Planchers à corps creux :

Ce type de plancher (figure I.2) est constitué par des poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis), et d'une table de compression en béton armé.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour plusieurs raisons

- Facilité la réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

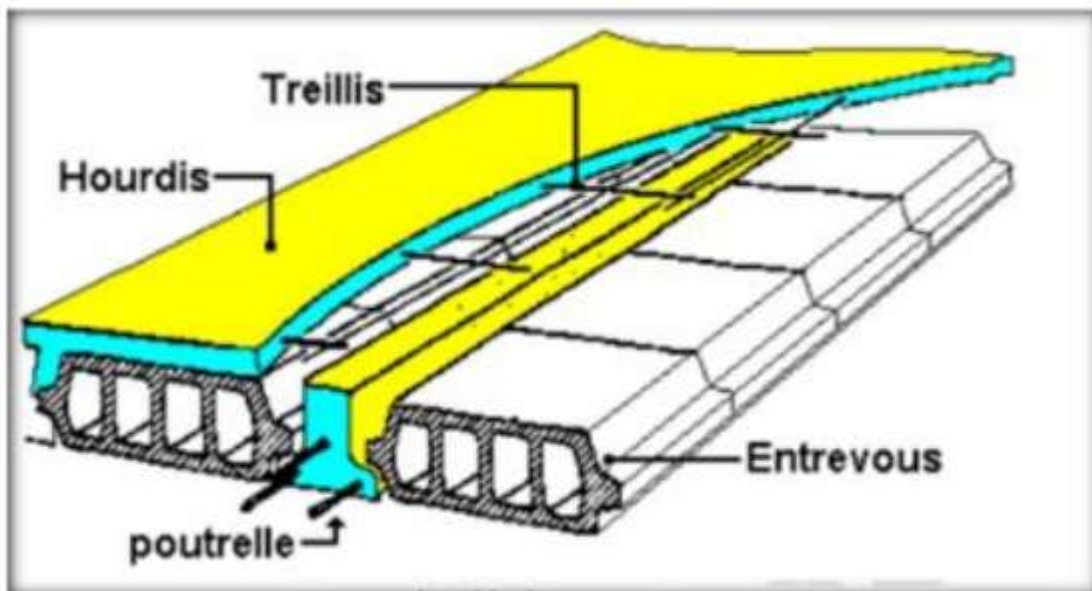


Figure I-2. Plancher à corps creux

2- Plancher à dalle pleine :

Une dalle pleine (figure 1.3) est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur de 10 à 20 cm ou plus qui repose sur des appuis (murs ou poutres). Son épaisseur est en général égale au 25^{ème} de la portée.

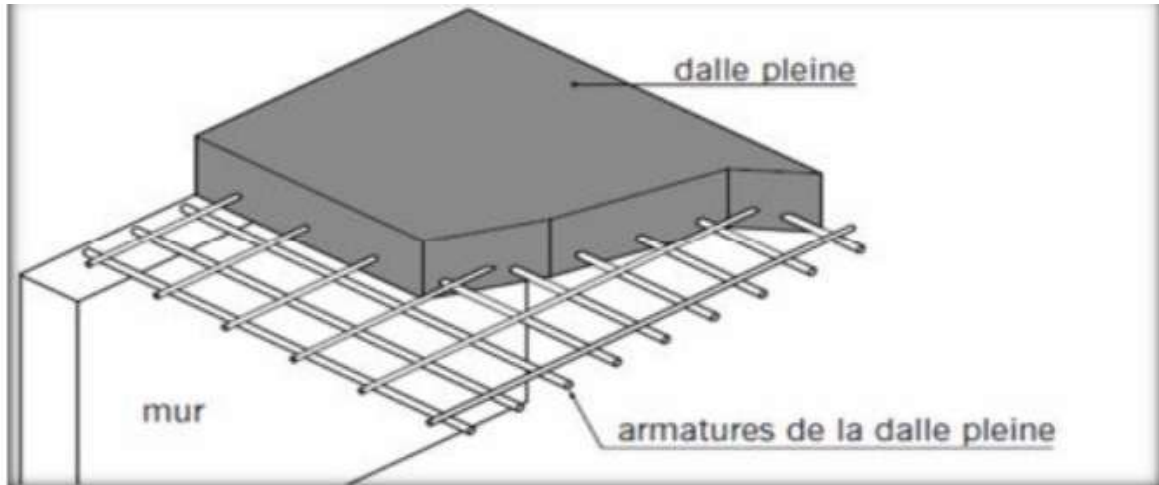


Figure I-3. Plancher à dalle pleine

1.5.3 Escalier

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage réalisé en béton armé coulé sur place.

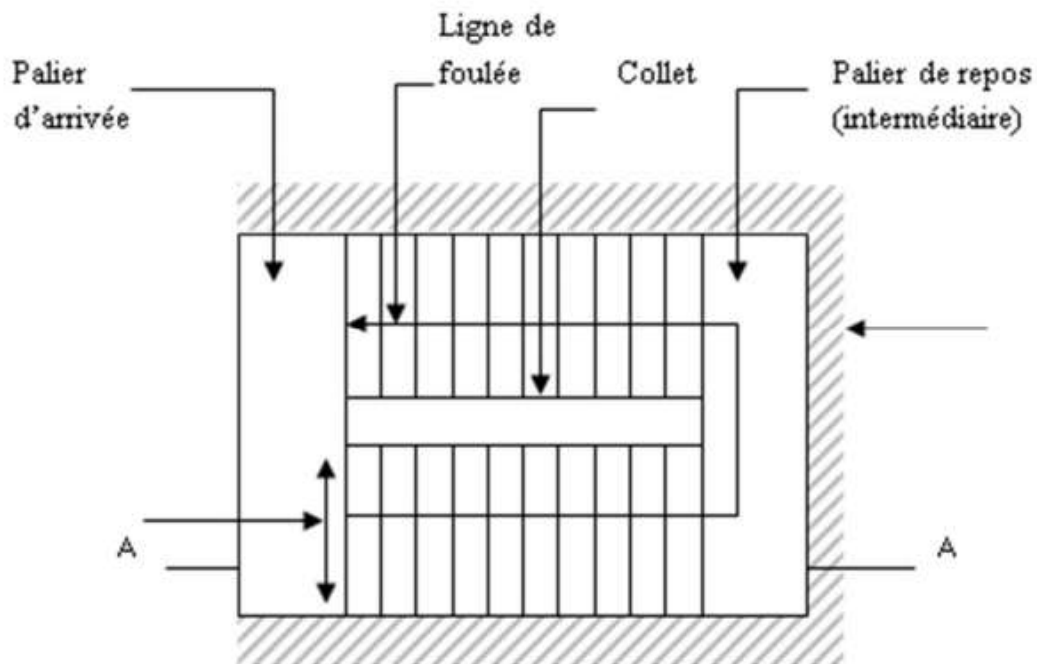


Figure I-4. Vue en plan d'une cage d'escalier

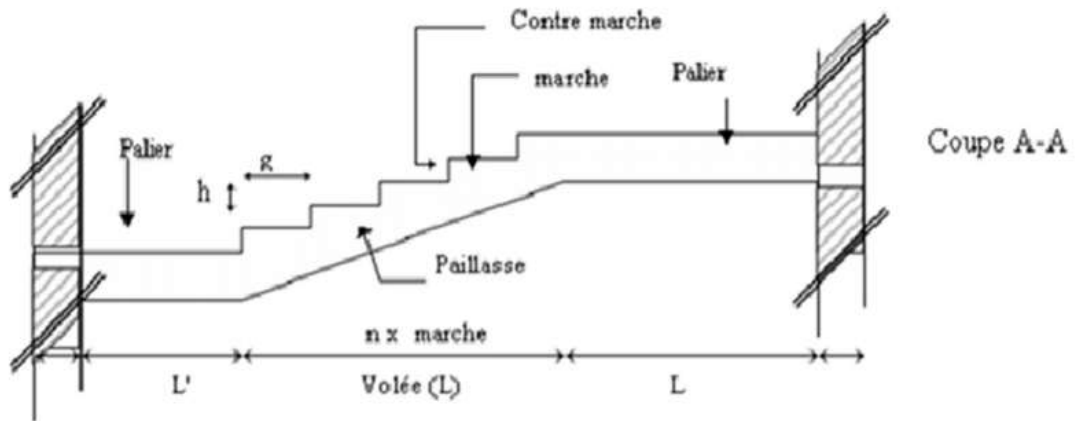


Figure I-5. Les éléments constitutifs d'un escalier.

I.5.4. Maçonnerie

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs (mur extérieur double paroi et mur intérieur simple paroi).

I.5.4.1 Murs extérieurs

Le remplissage des façades est en maçonnerie ils sont composés d'un double cloisonné briques creuses à 8 trous de 10 cm d'épaisseur figure (1.6) avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur



Figure I-6. Brique creuse à 8 trous.

I.5.4.2 Murs intérieurs

Un mur est une structure solide, souvent fait en briques (figure 1.7), qui sépare ou délimite deux espaces. En plus de leurs rôles de portance où de contreventement,

Les murs assurent le confort et la sécurité des habitants. Leur utilité est en règle générale de séparer et supporter les étages et la toiture



Figure I-7. Mur intérieur de séparation en brique creuse.

I.5.5 Revêtement

Le revêtement du bâtiment (figure 1.8) est constitué par :

- Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- Enduit de plâtre pour les murs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers



Figure I-8. Le revêtement du bâtiment.

I.5.6. Acrotères

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère (figure I.9) en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.



Figure I-9. Acrotère

I.5.7 Gaine d'ascenseurs

Due à hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur (Figure 1.10) est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

(Figure 1.10) est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

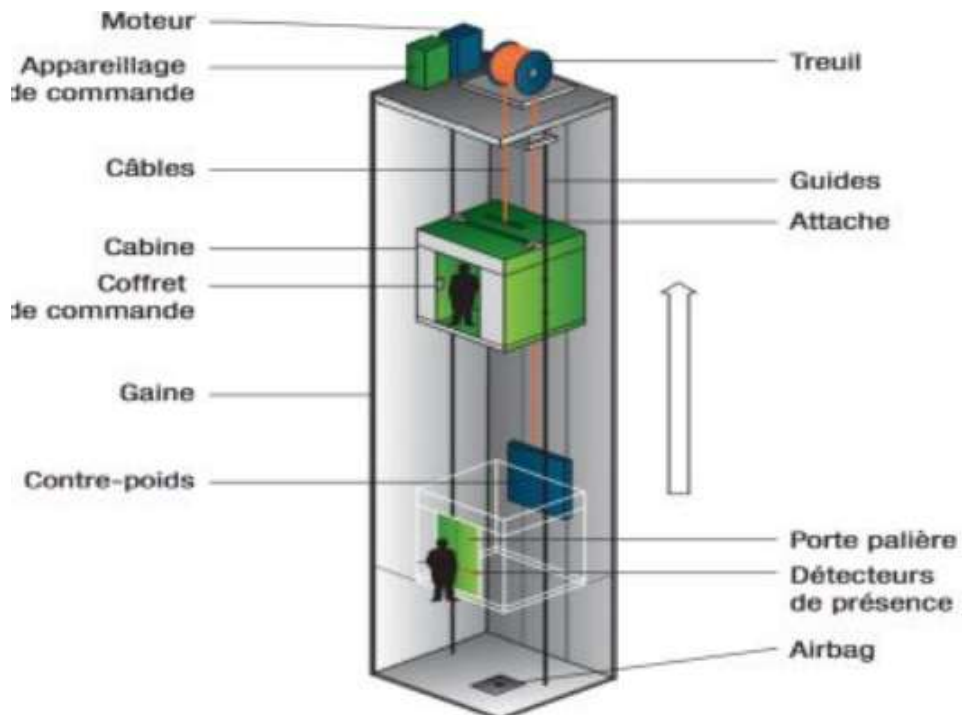


Figure I-10. Ascenseur

I.5.8 Fondations

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que les sols en place sont de composition alluvionnaire, présentés par des marnes sableuses, des sables, des grés et des calcaires rencontrés dans un contexte très hétérogène.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 1.5 bars.

La profondeur d'ancrage est de 2m dans le sol naturel, en tenant compte en plus d'un double sous-sol projeté.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003. Le béton et l'acier seront choisis conformément aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé en vigueur en ALGERIE.

I.6.1 Le Béton

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

I.6.1.1 Les matériaux composant le béton

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de ciment, granulats (sable et gravillons) et de l'eau.

- **Le Ciment** joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.
- **Le Sable** a pour but d'occuper les vides entre les gravillons pour rendre le béton plus compact, et donc plus résistant à l'écrasement et à la compression et d'améliorer l'aspect des parois du béton après décoffrage de l'ouvrage béton. Les grains de sable, lorsqu'ils sont de forme arrondie, sont généralement inférieurs à 5mm, ils glissent facilement les uns sur les autres pour s'insérer entre les gravillons.
- **Les gravillons** sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 à 30mm. Ils doivent être durs, propres et non gélives. Ils peuvent être extraits du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenus par concassage et le broyage des roches dures.
- **L'eau de gâchage** est un élément essentiel pour la fabrication du béton. Elle est ajoutée lors du mélange afin d'hydrater le ciment et permet de lier les constituants du béton entre eux. L'eau rend également le mélange bien plus maniable, ce qui facilite l'application du béton.

I.6.1.2. Dosage et composition du béton

Pour obtenir au moment de la mise en œuvre une consistance convenable et aprèsdurcissement des qualités par les quelles l'étude est orientée, la composition moyenne pour 1m³ de béton est résumée dans le tableau 1.2.

Tableau I-2. Dosage et composition du béton

Composants	Volume (L)	Poids (kg)
Gravier 5/25	800L	1200
Sable 0/5	400L	600
Ciment	8sacs	400
Eau	180L	180L

- **Poids volumique des matériaux**

Tableau I-3. Poids volumique des matériaux

Les matériaux	Poids volumique γ_b (kN/m^3)
Béton armé	25
Béton non armé	22
Acier	78,5

I.6.1.3. Résistances mécaniques du béton

I.6.1.3.1 Résistance à la compression CBA.93 [ART 2.1.1.1]

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cmde hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa a:
$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.85j} f_{c28} & \text{si } j < 28j_s \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 28j_s \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa a:
$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28j_s \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j_s \end{cases}$$

I.6.1.3.2 Résistance à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ si } f_{c28} < 60 \text{ Mpa.}$$

$$F_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa.}$$

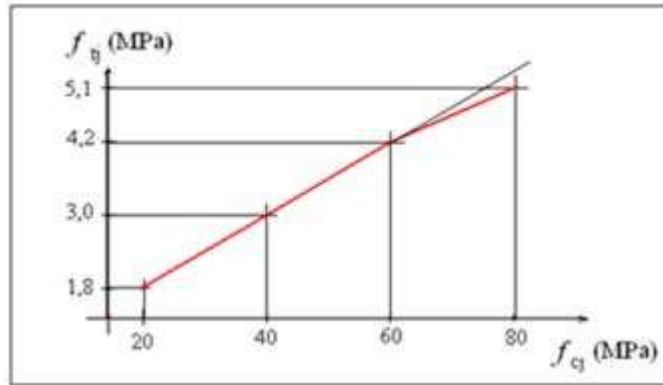


Figure I-11. Résistance du béton à la traction en fonction de celle à la compression

I.6.1.4 Déformation et contraintes de calcul

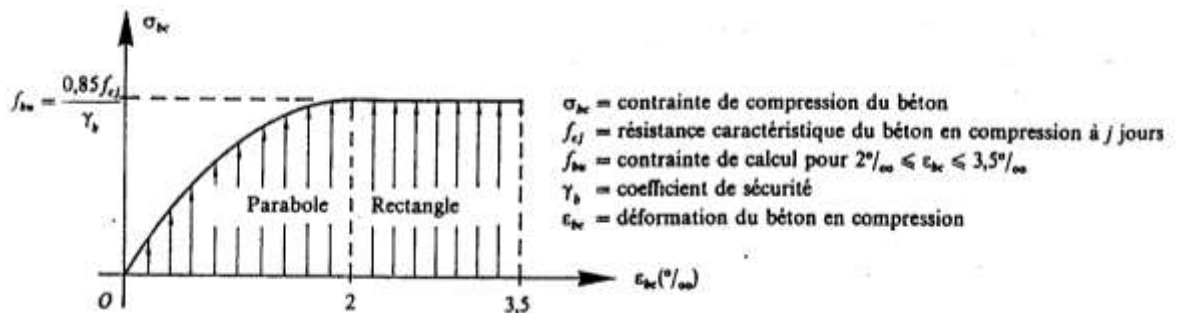
I.6.1.4.1 Etat limite de résistance

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit :

« Parabole rectangle » et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

- **1- Diagramme parabole-rectangle**

C'est un diagramme de déformation des contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.



Légende :

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2‰ < \epsilon_{bc} < 3,5‰$

f_{c_j} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours

γ_b : Coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,5$ cas générale

$\gamma_b = 1,15$ cas de combinaisons accidentelles.

Figure I-12. Diagramme parabole-rectangle des contraintes de déformation du béton

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par les essais sur les éprouvettes.

• 2- Diagramme rectangulaire

Il est Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée en flexion simple.

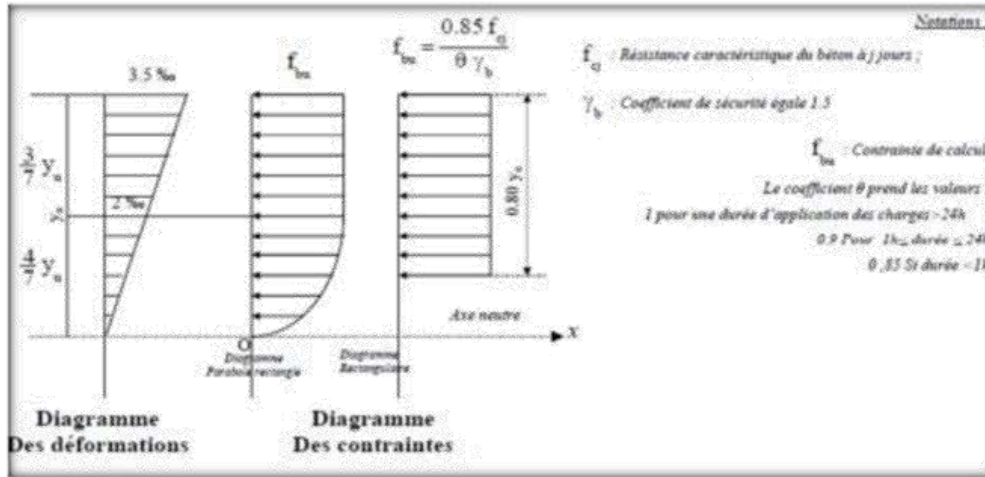


Figure I-13. Diagrammes de déformations des contraintes de béton

I.6.1.4.2 Contrainte admissible de cisaillement

Contrainte admissible de cisaillement :

τ_u : $\text{Min}(0.2f_{cj}/\gamma_b, 5\text{MPa})$ Fissuration peu préjudiciable.

τ_u : $\text{Min}(0.15f_{cj}/\gamma_b, 4\text{MPa})$ Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$$\tau_u = T_u / b_0 \cdot d$$

Avec :

b_0 : largeur de la pièce.

d : hauteur utile.

I.6.1.4.3 Module de déformation longitudinale du béton

- Module de déformation instantanée

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}; \text{ pour } f_{c28} = 25\text{MPa}; E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}; E_{i28} = 10818,9 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée

I.6.1.4.4 Coefficient de Poisson

Lorsqu'on soumet une éprouvette de longueur L , à un effort de compression elle se produit un raccourcissement ΔL , d'où un raccourcissement relatif ($\Delta L/L$) par contre

une dimension transversale d de la section devient $(\Delta W+W)$. D'où un allongement relatif $(\Delta W/W)$.

On appelle : Coefficient de poisson ν le rapport

$$\nu = \frac{\text{Allongement relatif du cote de la section}}{\text{Raccourcissement relatif longitudinalement}}$$

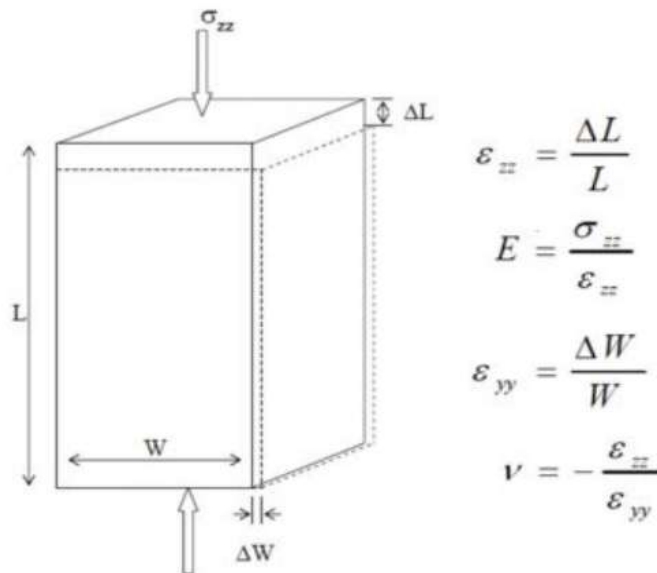


Figure I-14. Diagramme de mesure de coefficient de Poisson.

Le coefficient de Poisson sera pris égal à :

- $\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).
- $\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

I.6.2 Les Aciers

L'acier est un alliage (fer + carbone) en faible pourcentage les aciers pour le béton armé sont ceux de :

- Nuance pour 0,15 à 0,25% de carbone.
- Nuance mi-dure et dure pour 0.25 à 0.40% de carbone.

Dans la pratique on utilise les nuances d'aciers suivants :

- Acier naturel ($f_e E 215, f_e E 235$)
- Acier à haute adhérence ($f_e E 400, f_e E 500$)
- Fils tréfilés lisses avec $\emptyset > 6$ mm (T.S.L $f_e E 500$)
- Fils tréfilés lisses avec $\emptyset \leq 6$ mm (T.S.L $f_e E 520$)
- le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à: $E_s = 200\ 000$ MPa

I.6.2.1 Diagramme de déformation des contraintes de calcul $\sigma_s = f(\varepsilon_{\infty})$

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$\gamma_s = 1,15$ cas général;

$\gamma_s = 1,00$ cas des combinaisons accidentelles.

Pour notre étude, on utilise des aciers Fe E400

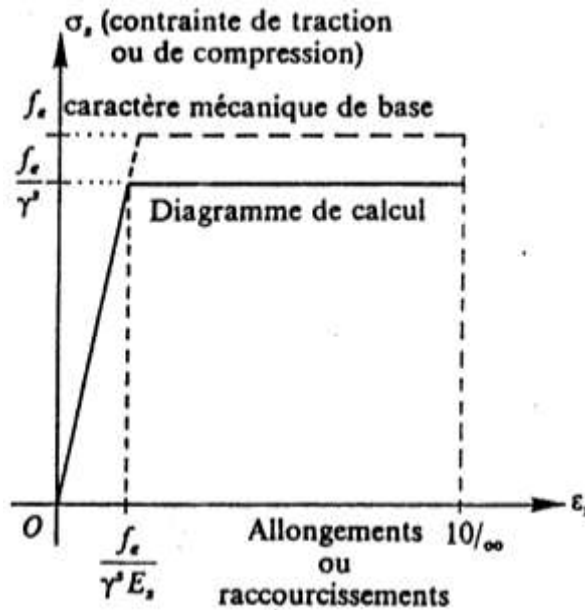


Figure I-15. Diagramme de déformations des contraintes.

I.6.2.2 Contraintes limites de traction des aciers

Contraintes limites de traction des aciers

Cas	Conditions particulières	Contraintes limites de traction (en MPa)
Fissuration peu préjudiciable	Locaux couverts et clos non soumis à condensations	$\sigma_{st} \leq f_e$
Fissuration préjudiciable	Coefficient de fissuration (symbole) : η $\eta = 1$ pour ronds lisses $\eta = 1,6$ pour aciers HA diamètre ≥ 6 mm $\eta = 1,3$ pour aciers HA si diamètre < 6 mm (*)	$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$
Fissuration très préjudiciable	Diamètres des aciers > 8 mm (**)	$\bar{\sigma}_{st} = \inf \left(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$

*N.B. Aciers de peau à prévoir dans les poutres de grande hauteur (hauteur totale > 60 cm).
 (*) 3 cm^2 par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration préjudiciable.
 (**) 5 cm^2 par mètre de longueur de parement dans le cas de fissuration très préjudiciable.*

I.6.2.3 Etats limites

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R
- Etats limites de service E.L.S

I.6.2.3.1 E.L.U.

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismiques algériens R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U. n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.6.2.3.1.1 Hypothèses de calcul

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance du béton à la traction est négligée.
- Le raccourcissement du béton est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰ en flexion composée.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2\text{‰ en compression simple.}$$

- L'allongement de l'acier est limité à :

$$\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$$

I.6.2.3.1.2 Règles des trois pivots

En fonction des sollicitations normales, la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

- les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

- la déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Tableau I-4. Les domaines de la Règle des trois pivots.

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 100/00
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,50/00
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 20/00

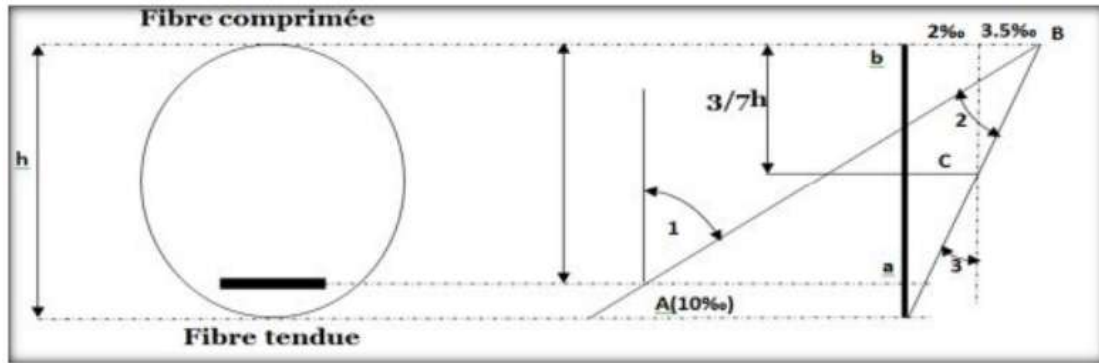


Figure I-16. Diagramme des déformations limites de la section (règle des trois pivots)

- Dans le domaine 01 le diagramme passe par le point A, qui correspond à un allongement de 10‰ de l'armature la plus tendue, supposée concentrée en son centre de gravité.

- Dans le domaine 02 le diagramme passe par le point B, qui correspond à un raccourcissement de 3,5‰ de la fibre la plus comprimée.

- Dans le domaine 03 le diagramme passe par le point C, qui correspond à un raccourcissement de 2‰ du béton, à une distance de la fibre la plus comprimée égale à 3/7 de la hauteur total de la section.

I.6.2.3.2.E.L.S

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les dépassant des contraintes limites.

I.6.2.3.2.1 Hypothèses de calcul

- Les sections droites avant déformation restent planes après déformation
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton

Déformations limites du pivot considéré

- Le béton tendu est négligé
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc}; \quad \sigma_{bc} = E_s \times \varepsilon_s$$

- Pour convention n correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton.

$$n = E_s/E_b = 15 \text{ « coefficient d'équivalence »}$$

I.6.2.4 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites

- Etat limite ultime

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

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

- Etat limite de service

Combinaison d'action :

$$Q_s = G + Q$$

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm E \text{ Avec} \\ 0,8G \pm E \end{cases} \begin{cases} G : \text{ charge permanente} \\ Q : \text{ charge d'exploitation} \\ E : \text{ effort de séisme} \end{cases}$$

I.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présentés notre projet (Présentations des hypothèses et données technique qui encadrent cette étude), les différents règles de calculs ainsi que les différents matériaux choisis pour cette étude. Les données géotechniques liées au terrain sont intégrées au dernier chapitre.

Chapitre II:

*Prédimensionnement
des éléments
structuraux*

II.1. Introduction

Pour assurer la bonne tenue de la stabilité de l'ouvrage il faut que tous les éléments de la structure (poteaux, poutres) soient prédéfinis pour résister aux différentes sollicitations :

Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les Surcharges d'exploitations.

Sollicitations horizontales concernant le cas de séisme ou des vents.

Le Prédimensionnement de tous les éléments de l'ossature et conforme aux règles (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003).

II.2. Prédimensionnement des planchers

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur « e » faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs. Dans notre structure, on utilise un seul type de plancher « Plancher à corps creux » représenté dans la figure 2.1 sous dessous.

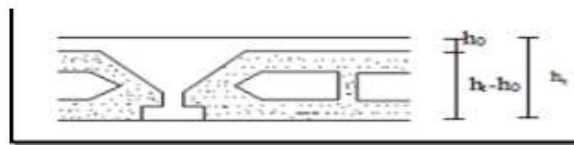


Figure II-1. Coupe d'un plancher à corps creux.

II.2.1 Détermination de l'épaisseur des planchers

➤ **Epaisseur du plancher à corps creux**

Selon le BAEL91 l'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow ht \geq \frac{L}{22,5}$$

L : La portée maximale entre nus d'appuis (sans des poutrelles).

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow ht \geq \frac{L}{22,5} = \frac{315}{22,5} = 14cm$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm} : \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{ épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{ épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

II- Prédimensionnement des éléments structuraux

II.2.2 Descente de charges des plancher

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.2.2.1 Plancher terrasse inaccessible

Tableau II-1. Charges Permanente G et d'exploitation Q de plancher terrasse inaccessible

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	γ (KN/m ²)	Poids unitaire (KN/m ²)	
01	Protection en gravillons roulé	5	0,2	1	
02	Étanchéité multicouche	5		0,12	
03	Isolation thermique	4	0,04	0,16	
04	Forme de pente	10	0,22	2,2	
05	Plancher à corps creux	16+4	/	2,80	
06	Enduit en plâtre	2	0,1	0,2	
				G	6,48
				Q	1

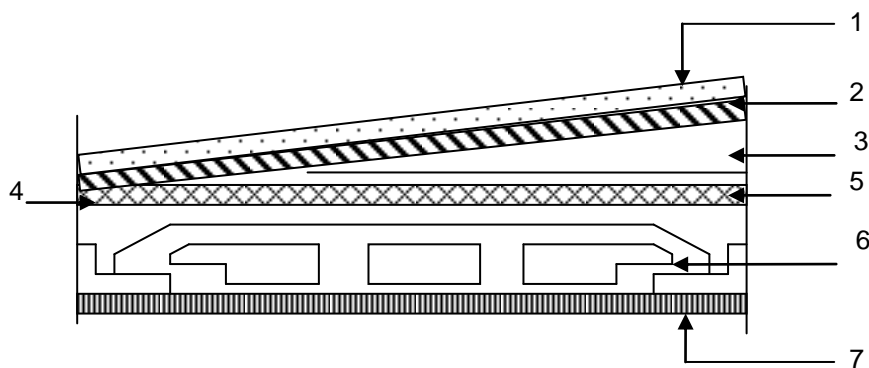


Figure II-2. Plancher terrasse (inaccessible).

II.2.2.2 Plancher étage courant

Tableau II-2. Charge permanente G et charge d'exploitation Q de Plancher étage courant

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	γ (KN/m ²)	Poids unitaire (KN/m ²)	
01	Revêtement en carrelage	2	0,2	0,40	
02	Chape de mortier	2	0,2	0,40	
03	Lit de sable	3	0,03	0,54	
04	Cloison en brique Creus	01	/	0,9	
05	Plancher à corps creux	16+4	/	2,80	
06	Enduit en plâtre	2	0,1	0,2	
				G	5,24
				Q	1,5

II- Prédimensionnement des éléments structuraux

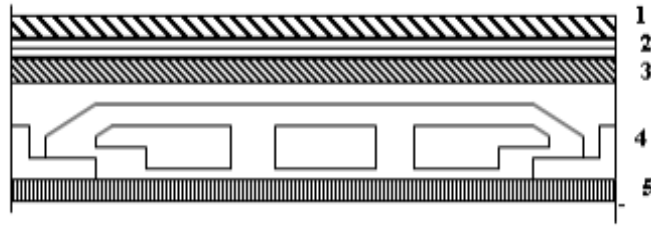


Figure II-3. Plancher étage courant (corps creux).

II.2.2.3 Murs extérieurs

Tableau II-3. Charge permanente G de Murs extérieurs.

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	γ (KN/m ²)	Poids unitaire (KN/m ²)
01	Enduit extérieur en ciment	1,5	0,18	0,27
02	Brique creuses extérieur	15	/	1,35
03	Brique creuses intérieur	10	/	0,90
04	Enduit intérieure en plâtre	1,5	0,1	0,15
			G	2,67

II.3.3 Murs intérieurs

Tableau II-4. Charge permanente G de Murs intérieurs.

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	γ (KN/m ²)	Poids unitaire (KN/m ²)
01	Enduit intérieur en ciment	1,5	0,18	0,27
02	Brique creuses	10	/	0,90
03	Enduit intérieure en plâtre	1,5	0,1	0,15
			G	1,32

II.2.2.4 Surcharges d'exploitation

Tableau II-5. Surcharges d'exploitation Q

Type d'élément	Q (kN/m ²)
Plancher RDC (usage bureaux)	2
Les balcons	3,5

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et planchers, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Ces dimensions doivent être satisfaites aux conditions de premier genre (BAEL) et règles de deuxième genre (RPA 99 version 2003)

II.3 Prédimensionnement des poutres

Selon le B.A.E.L. 91, le critère de rigidité est comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile est de } 0.9h_t \end{array} \right.$$

I.3.1 Poutres principales

$$L_{max} = 360 \text{ cm}$$

$$\frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10} \text{ cm} \Rightarrow 24 \leq h_t \leq 36 \text{ cm}$$

On prend $h_t = 40 \text{ cm}$

$$d = 0.9h_t \Rightarrow d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$0.3(36) \leq b \leq 0.4(40) \Rightarrow 10.8 \leq b \leq 16 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 < 3 \end{array} \right.$$

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

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(30x40) cm²**

II.3.2 Poutres secondaires

$$L_{max} = 345 \text{ cm}$$

$$\frac{345}{15} \leq h_t \leq \frac{345}{10} \text{ cm} \Rightarrow 23 \text{ cm} \leq h_t \leq 34,5 \text{ cm}$$

On prend $h_t = 35 \text{ cm}$

$$d = 0,9h_t \Rightarrow d = 0,9 \times 35 = 31.5 \text{ cm}$$

II- Prédimensionnement des éléments structuraux

$$0,3(31,5) \leq b \leq 0,4(31,5) \Rightarrow 9,45 \leq b \leq 12,6 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} h_t = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1,16 < 3 \end{cases}$$

On prend **b = 30 cm**

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires (30x35) cm²

II.4 Prédimensionnement des poteaux

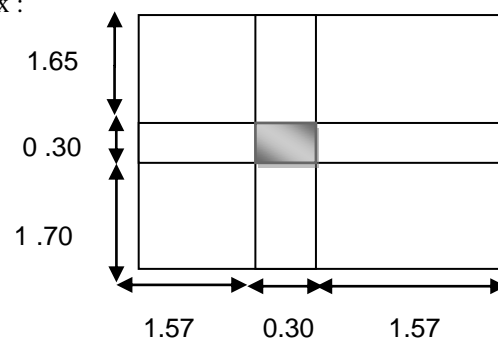
Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 Version 2003 :

$$\begin{cases} \min[a; b] \geq 25 & \text{Zone I et II} \\ \min[a; b] \geq \frac{h_e}{20} & h_e : \text{ hauteur d'étage} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{cases}$$

On a 2 types de coffrage des poteaux rectangulaire :

1. Type I : RDC^{1er} au 2^{ième} étages.
2. Type II : du 3^{ième} étages au 5^{ième} étages
3. Type III : du 6^{ième} étages et 7^{ième} étages

Calcul de l'effort normal (Nu) Sollicitant les poteaux :



La surface afférente S est :

$$\begin{aligned} S &= (1,70 + 1,65) \times (1,57 + 1,57) \\ &= 10,519 \text{ m}^2. \end{aligned}$$

Figure II-4. Le poteau le plus sollicité.

II.4.1 Les efforts de compression dus aux charges d'exploitation

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages.

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1,2,3...n numérotés à partir du sommet du bâtiment .

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse Q_0

Sous dernier étage (étage1) $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur

(étage2) $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

(étage3) $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

(étage4) $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

.

.

(étage n) $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Les résultats sont dans le tableau sous dessous :

Tableau II-6. Dégression en fonction du nombre d'étage

Niveau	La loi de dégression (KN/M ²)	la charge (KN/M ²)
Terrasse	$NQ_0=1$	1
7	$NQ_1=Q_0+Q_1$	2,5
6	$NQ_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
5	$NQ_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
4	$NQ_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,1
3	$NQ_5=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
2	$NQ_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
1	$NQ_7=Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	8,45

II- Prédimensionnement des éléments structuraux

Par l'application de la loi de dégression des surcharges on trouve que : $Q = 8,45 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

$$N_q = 1.1 \times 10.519 \times 8,45 = 97,77.$$

II.4.1 Les efforts de compression dus aux charges permanentes

- Plancher terrasse : $G \times S = 6.48 \times 10.519 = 68,16 \text{ kN/m}^2$
- Plancher RDC+7 étages: $n \times G \times S = 7 \times 5.24 \times 10.519 = 385,83 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$
- poutre principale $G_{PP} = (3,60/2+3,40/2) \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 10,50 \text{ kN}$
- poutre secondaire $G_{PS} = (3,45/2+3,45/2) \times 0,30 \times 0,35 \times 25 = 9,05 \text{ kN}$
- poteau $G_{ptRDC} = 0,5 \times 0,5 \times 4,08 \times 25 = 25,05 \text{ kN}$
- poteau G_{pt} 1 ère et 2ème étage = $0,50 \times 0,50 \times 3,06 \times 25 = 19,12 \text{ kN}$
- poteau G_{pt} 3ème et 4ème et 5ème étage = $0,45 \times 0,45 \times 3,06 \times 25 = 15,49 \text{ kN}$
- poteau G_{pt} 6ème et 7ème = $0,40 \times 0,40 \times 3,06 \times 25 = 12,24 \text{ kN}$

Rq: On majore les efforts à 10%

$$N_G = 1,10 (68,16 + 385,83 + 10,50 \times 8 + 9,05 \times 8 + 19,12 \times 2 + 15,49 \times 3 + 12,24 \times 2 + 25,50) = 819,59 \text{ kN}$$

On majore les efforts à 10%, D'où: $N_U = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,35 \times 819,59 + 1,5 \times 97,77$

$$N_U = 1253,10 \text{ kN/m}^2$$

II.4.2 Détermination de dimension de la section du poteau (axb) de type 01

Le prédimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$$(\alpha = f(\lambda)).$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

- $\lambda: \left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right).$

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

- I : $(I = \frac{bh^3}{12})$.
- B : $(B=a \times b)$.
- γ_b : ($\gamma_b=1,50$).....situation durable.
- γ_s : ($\gamma_s=1,15$).....situation durable.
- f_e : ($f_e=400\text{MPa}$).
- f_{c28} : ($f_{c28}=25\text{MPa}$).
- Br : $(Br = (a-0,02)(b-0,02)) \text{ [m}^2\text{]}$.

II.4.2.1. Détermination de "a"

– Vérification de flambement

On doit pré dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$:

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a \cdot b$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\text{On a: } L_0 = 4,08 \text{ m;}$$

$$L_f = 0,7 \times 4,08 = 2,856 \text{ m} = 285,6 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{285,6}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{285,6}{0,289 \times 50} = 19,76 \text{ cm}$$

On prend: **a = 50 cm**

$$i = 0,289 \times 50 = 14,45 \text{ cm}$$

$$\lambda = 0,7 L_0 / i \Rightarrow 285,6 / 14,45 = 19,76 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

II.4.2.3 Détermination de "b"

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

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

- $Br = (a-2) (b-2) \text{ cm}^2$

II- Prédimensionnement des éléments structuraux

- Br: section réduite $Br = (50-2) \times (b-2) = 48(b-2) \text{ cm}^2$
- A_s =section d'armature longitudinale
- $A_s=0,7\% Br$Zone I (selon le RPA l'article 7.4.2.1)

$$A_s=0,7\% [48(b-2)] = 0,336(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{285,6}{14,45} = 19,76 < 50$$

$$\alpha = 0,85/[1+0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85/[1+0,2(19,76/35)^2]$$

$$\alpha = 0,79$$

$$f_{c28}=25\text{MPa} ; f_e = 400\text{MPa} ; \gamma_b=1,5 ; \gamma_s=1,15$$

$$N_u \leq 0,79 \left[\frac{48(b-2) \times 25}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,336(b-2) \times 400}{1,15} \right]$$

$$N_u \leq 0,79 \left[\frac{48(b-2) \times 25 \times 10^2}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,336(b-2) \times 400 \times 10^2}{1,15} \right]$$

$$N_u = 78,45(b-2) \quad \text{avec} \quad N_u = 1253,10 \text{ kN}$$

$$b \geq 13,77 \text{ cm}$$

Alors on prend $b = 50\text{cm}$.

II.4.2.4 Vérification des conditions du "RPA99 version 2003"

D'après l'article 7.4.1 pour une zone sismique I, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a; b) = 50\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20} = \frac{408}{20} = 20,4\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 2,12 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc On adopte pour des poteaux de type 01 une section carrée ($a=b$) = (50x50) cm^2

II.4.3 Détermination de dimension de la section du poteau (axb) de type 02

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$$(\alpha = f(\lambda)).$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

- λ : $\left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right)$.
- i : $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right)$.
- I : $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$.
- B : $(B=a \times b)$.
- γ_b : $(\gamma_b=1,50)$situation durable.
- γ_s : $(\gamma_s=1,15)$situation durable.
- f_e : $(f_e=400\text{MPa})$.
- f_{c28} : $(f_{c28}=25\text{MPa})$.
- B_r : $(B_r = (a-0,02)(b-0,02))$ [m²].

II.4.3.1 Détermination de "a"

Vérification de flambement

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$:

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a.b$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

On a: $L_0 = 3,06$ m;

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142\text{m} = 214,2\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214,2}{0,289 \times 40} = 18,52\text{cm}$$

On prend: **a = 45 cm**

$$i = 0,289 \times 45 = 13,01\text{cm}$$

II- Prédimensionnement des éléments structuraux

$$\lambda = 0,7 L_0 / i \Rightarrow 285,6 / 13,01 = 21,95 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

II.4.3.3 Détermination de "b"

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

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

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2$$

$$B_r: \text{section réduite } B_r = (45-2) \times (b-2) = 43(b-2) \text{ cm}^2$$

A_s = section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,7\% B_r \dots\dots\dots \text{Zone I (selon le RPA l'article 7.4.2.1)}$$

$$A_s = 0,7\% [43(b-2)] = 0,301(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{13,01} = 16,46 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(16,46/35)^2]$$

$$\alpha = 0,8$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,80 \left[\frac{43(b-2) \times 25}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{0,301(b-2) \times 400}{1,15} \right]$$

$$N_u \leq 0,80 \left[\frac{43(b-2) \times 25 \times 10^2}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,301(b-2) \times 400 \times 10^2}{1,15} \right]$$

$$N_u = 72,08(b-2) \quad \text{avec} \quad N_u = 1253,10 \text{ kN}$$

$$b \geq 15,38 \text{ cm}$$

Donc : on prend **b = 45cm.**

II.4.3.4 Vérification des conditions du " RPA99 version 2003 "

D'après l'article 7.4.1 pour une zone sismique I, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} \text{Min}(a; b) = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1,72 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

II.4.3 Détermination de dimension de la section du poteau (axb) de type 03

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- $(\alpha = f(\lambda)).$
- $$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$
- $\lambda: \left(\lambda = \frac{l_f}{i}\right).$
- $i: \left(i = \sqrt{\frac{I}{B}}\right).$
- $I: \left(I = \frac{bh^3}{12}\right).$
- $B: (B=a \times b).$
- $\gamma_b: (\gamma_b=1,50).....$ situation durable.
- $\gamma_s: (\gamma_s=1,15).....$ situation durable.
- $f_e: (f_e=400\text{MPa}).$
- $f_{c28}: (f_{c28}=25\text{MPa}).$
- $Br: (Br = (a-0,02)(b-0,02)) [\text{m}^2].$

II.4.3.1 Détermination de "a"

Vérification de flambement

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$:

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a \cdot b$$

$$I = \frac{b \cdot a^3}{12}$$

II- Prédimensionnement des éléments structuraux

$$i = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

On a: $L_0 = 3,06$ m;

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m} = 214,2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{214,2}{0,289 \times 40} = 18,52 \text{ cm}$$

On prend : **a = 40 cm**

$$i = 0,289 \times 40 = 11,56 \text{ cm}$$

$$\lambda = 0,7 L_0 / i \Rightarrow 285,6 / 11,56 = 24,70 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

II.4.3.3 Détermination de "b"

Selon les règles du **B.A.E.L91**, l'effort normal ultime N_u doit être :

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

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2$$

$$B_r : \text{section réduite } B_r = (45-2) \times (b-2) = 43(b-2) \text{ cm}^2$$

A_s = section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,7\% B_r \dots\dots\dots \text{Zone I (selon le RPA l'article 7.4.2.1)}$$

$$A_s = 0,7\% [38(b-2)] = 0,266(b-2) \text{ cm}^2$$

α : étant un coefficient fonction de λ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{214,2}{11,56} = 18,52 < 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(18,52/35)^2]$$

$$\alpha = 0,8$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$

$$N_u \leq 0,80 \left[\frac{38(b-2) \times 25}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{0,266(b-2) \times 400}{1,15} \right]$$

$$N_u \leq 0,80 \left[\frac{38(b-2) \times 25 \times 10^2}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,266(b-2) \times 400 \times 10^2}{1,15} \right]$$

$$N_u = 63,70(b-2) \quad \text{avec} \quad N_u = 1253,10 \text{ kN}$$

$$b \geq 17,67 \text{ cm}$$

II- Prédimensionnement des éléments structuraux

Donc : on prend $b = 40\text{cm}$.

II.4.3.4 Vérification des conditions du " RPA99 version 2003 "

D'après l'article 7.4.1 pour une zone sismique I, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} \text{Min}(a; b) = 40\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a; b) > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,3\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc On adopte pour des poteaux de type 01 une section carrée $(axb) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$

Tableau II-7. Tableau récapitulatif des sections des poteaux

Types	Niveaux	$NG(kN)$	$NQ(kN)$	$Nu(kN)$	A(cm)	B(cm)	Le choix (cm ²)
01	RDC	819,59	97,77	1253,10	19,76	13,77	(50x50)
	1 ^{er}	644,92	105,189	1028,43			
	2 ^{ème}	551,13	89,40	878,13			
02	3 ^{ème}	457,34	73,62	727,84	18,52	15,38	(45x45)
	4 ^{ème}	367,18	57,85	582,47			
	5 ^{ème}	277,02	42,07	437,08			
03	6 ^{ème}	186,86	26,30	291,71	18,52	17,67	(40x40)
	7 ^{ème}	99,95	10,519	150,71			

II.5. Prédimensionnement des voiles

Les voiles et les murs sont des éléments principaux porteurs ayant deux dimensions grandes par rapport ont l'autre appelée épaisseur. Ils sont réalisés en béton armé.

Les murs sont réalisés en maçonnerie non armée.

II.5.1 Rôle des voiles et des murs

- Reprennent presque la totalité des charges horizontales et 20% des charges verticales.
- Participent au contreventement de la construction (vent, séisme).

II- Prédimensionnement des éléments structuraux

- Assurent une isolation acoustique entre deux locaux en particulier entre logements.
- Assurent aussi une protection incendie, coupe-feu.
- De servir de cloisons de séparation entre locaux.

D'après le «RPA99 version 2003» article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition :

$$\begin{cases} L \geq 4a \\ e \geq h_e/20 \end{cases}$$

- L : La longueur du voile.
- a : L'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 16cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit (Figure 2.5) :

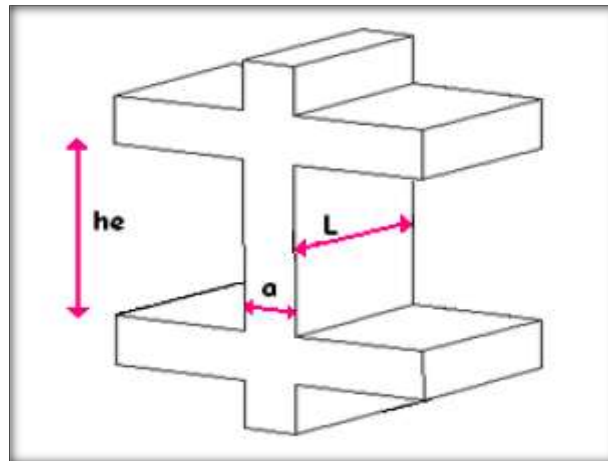


Figure II-5. Représentation d'un Voile.

S'agissant de notre projet on a $a < h_e/20$

Tableau II-8. Les voiles

	RDC	Étage courants
h_e (cm)	408	306
a (cm)	20,4	15,3

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteau ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction.

II- Prédimensionnement des éléments structuraux

Tableau II-9. Tableaurécapitulatif des sections des poteaux, poutre et épaisseur des voiles

Etage	poutres principale	Poutres secondaire	L ₀	voiles (cm)	poteaux	conditions
RDC	(30x40)	(30x35)	4.08	20	(50x50)	Conditions vérifiée
1er étage			3.06			
2eme étage						
3eme étage					(45x45)	
4eme étage						
5eme étage						
6 ^{ème} étage			(40x40)			
Terrasse						

II.6. Conclusion

Le prédimensionnement de la structure, montre que la structure présente des dimensions courantes appliquées dans la plupart des chantiers en Algérie ; les dimensions des poutres sont les même pour l'ensemble des étages, par contre les poteaux ont des dimensions variables selon la charge qui diminue avec la réduction de la hauteur. Pour minimiser le problème de coffrage et de décoffrage sur sites nous avons minimisé la variation des dimensions des poteaux le plus possible. Aussi les dimensions des voiles représentent le minimum donné par le RPA.

Chapitre III:

Etude des planchers

III.1. Introduction :

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux ont une épaisseur de (16+4) cm avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520), on fait l'étude du plancher le plus sollicité. Les planchers à corps creux sont constitués de Nervures appelées poutrelles de section en "Té", elles assurent la fonction de portance. Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant acoustique et thermique, sa dimension est de 16 cm. Une dalle de compression de 04 cm

III.2. Étude de dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle aura une épaisseur de 4 cm et sera armée d'un treillis soudé (TLE 520) d'élasticité $F_e = 520 \text{ MPa}$; dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au **BAEL 91 [art : B.6.8.423]**.

20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

Le calcul se fera pour une surface de (1x1) m^2 , et on appliquera le même ferrailage pour tous les autres planchers.

Armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A = \frac{4 \times L}{f_e}$$

Avec :

L : la distance entre axes des poutrelles ; ($50 \leq L \leq 80$) : $L = 65 \text{ cm}$.

$$A = \frac{4 \times 65}{520} = 0.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = 5\emptyset 4 = 0.63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec un espacement $e = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm}$ (la condition est vérifiée.).

Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} = \frac{A}{2} = \frac{0.63}{2} = 0.32 \text{ cm}^2$$

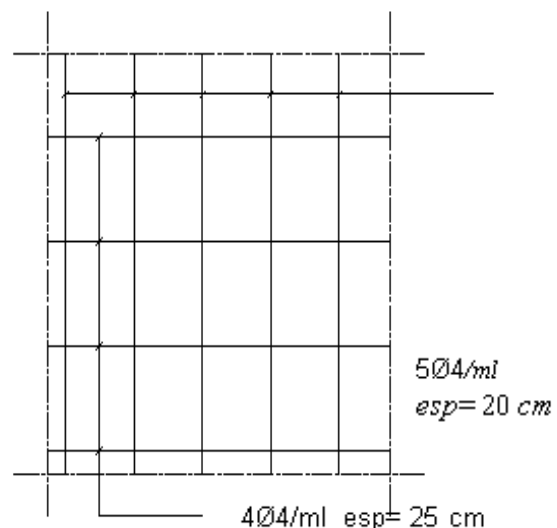
$$A_{//} = 4\emptyset 4 = 0.50 \text{ cm}^2$$

Avec un espacement $e = \frac{100}{4}$

$e = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ (la condition est vérifiée).

Le ferrailage sera comme suit :

Figure III-1. Ferrailage de la dalle de compression



Remarque :

Le treillis soudés disponible sur le marché est le : T.SØ4 (150 x 150).

III.3. Les poutrelles :

Les poutrelles de notre bâtiment sont préfabriquées et le calcul se fera en 2 étapes :

- 1^{er} étape :

Avant le coulage de dalle de compression la poutrelle est considérée comme simplement appuyée et soumise aux :

Poids propre de la poutrelle : $25 \times 0.12 \times 0.04 = 0.12 \text{ KN/ml}$

Poids du corps creux : $0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ KN/ml}$

$G = 0.74 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

[ART : B.6.1,1(BAEL 91)]

Dans le cas où les poutrelles se reposent sur des poutres, la portée à prendre en compte est mesurée entre nus des appuis.

- Combinaison d'action à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35(0.74) + 1.5(1.00) = 2.50 \text{ KN/ml}$$

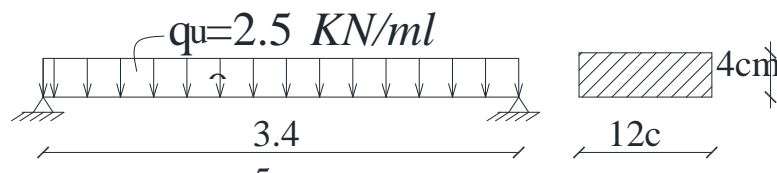


Figure III-2. Analyse et dimensions de la poutrelle

- Moment en travée :

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2.5 \times 3,45^2}{8} = 3.71 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant

$$T_0 = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{2.5 \times 3,45}{2} = 4,31 \text{ KN.m}$$

- Calcul des armatures :

Les armatures seront calculées en flexion simple, on procède comme suit :

Calculant le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_0}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,71 \times 10^2}{12 \times 2^2 \times 1.42} = 5.44 > \mu_l = 0.392$$

Section doublement armée.

Comme la section du béton est très faible (4×12) cm^2 , donc on ne peut pas mettre des armatures comprimées, alors on doit prévoir un système d'étaiyage sur lequel vont reposer les poutrelles avant d'entamer les travaux.

- 2^{ème} étape :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle étant solidaire de cette dernière, et elle sera calculée comme une poutre en tôle (T) reposant sur plusieurs appuis. Elle sera soumise :

- A son poids propre.
- Au poids du corps creux.
- Et à la dalle de compression, en plus des charges et surcharges éventuels revenant au plancher.

- Évaluation des charges :

1) Plancher terrasse :

$$G = 6,48 \times 0,65 = 4,21 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,00 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$$

- Combinaison des charges :

A l'E.L.U: $q_u = 1,35 (4,21) + 1,5 (0,65) = 6,66 \text{ KN/ml}$

A l'E.L.S: $q_s = 4,21 + 0,65 = 4,86 \text{ KN/ml}$

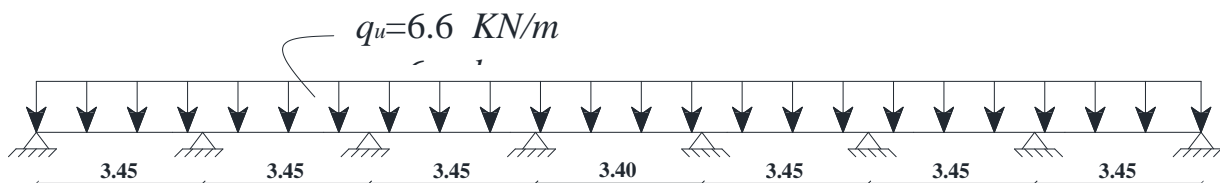


Figure III-3. Analyse et dimensions du plancher terrasse

2) Plancher étage courant :

$$G = 5,24 \times 0,65 = 3,41 \text{ KN/ml}$$

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

- Combinaison des charges :

A l'E.L.U: $q_u = 1,35 (3,41) + 1,5 (0,98) = 6,07 \text{ KN/ml}$

A l'E.L.S: $q_s = 3,41 + 0,98 = 4,39 \text{ KN/ml}$

Nous constatons que le plancher d'étage courant est le plus sollicité, alors on calcule la poutrelle de ce dernier, et le ferrailage adopté sera identique pour tous les niveaux.

- Calcul des poutrelles plancher terrasse :

$$q_u = 6,66 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4,86 \text{ KN/ml}$$

III.4. Calcul des moments fléchissant (la Méthode forfaitaire) :

a) Principe de la méthode :

Cette méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées, et des moments aux appuis à partir de la valeur maximale des moments fléchissant (M_0) ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante, de portée soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

b) Domaine d'application :

L'application de la méthode forfaitaire suppose la vérification des conditions suivantes :

Elle s'applique aux constructions courantes où : $Q \leq \max (2 G ; 5 KN/ml)$

On a : $G=4,21 KN/ml$ et $Q=0,65 KN/ml$

Donc :

- $0.98 \leq \max (2 \times 4,21 ; 5 KN/ml) = 8,42 kN/ml$ **Condition vérifiée**
- Les Moment d'inertie des sections transversales sont tous les même dans toutes les travées. **Condition vérifiée.**
- La fissuration est considérée comme peu nuisible. **Condition vérifiée.**

Le rapport $\left[\frac{L_i}{L_{i+1}} \right]$ des deux travées successives compris entre 0.8 et 1.25.

- $0.8 \leq \frac{3,45}{3,45} \leq 1.25 \Leftrightarrow 0.8 \leq 1 \leq 1.25$ **Condition vérifiée.**
- $0.8 \leq \frac{3,45}{3,40} \leq 1.25 \Leftrightarrow 0.8 \leq 1,01 \leq 1.25$ **Condition vérifiée**
- Le nombre de travées égale à 07 supérieurs à 02 travées. **Condition vérifiée.**

Toutes les conditions sont vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

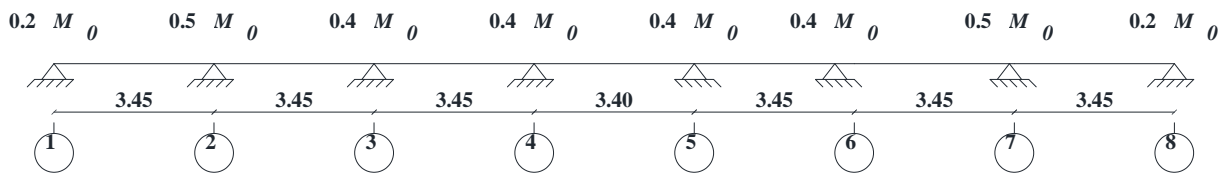


Figure III-4. Calcul des moments fléchissant

Les valeurs des moments sur appuis :

$0.2 M_0$: pour les appuis de rives semi-encastés.

$0.5 M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rives.

$0.4 M_0$: pour les appuis intermédiaires.

Avec :

M_0 : moment max dans la travée indépendante de la même portée que la travée considérée (entre nus des appuis) soumis à une charge uniformément répartie « q ».

Les valeurs des moments en travées :

$$M_{t+} \left[\frac{M_w + M_e}{2} \right] \geq \max [(1+0.3\alpha)M_0; 1.05M_0]$$

Avec :

M_t : moment maximal en travée qui est pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

α : le rapport des charges d'exploitation sur la somme des charges permanentes et des charges d'exploitations.

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{0,65}{4,21 + 0,65} = 0,06$$

1. travée de rive :

$$M_t \geq \left[\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right] M_0 \dots \dots \dots [\text{Art: E.1, 12 (BAEL91)}]$$

2. travée intermédiaire :

$$M_t \geq \left[\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right] M_0 \dots \dots \dots [\text{Art: E.1, 12 (BAEL91)}]$$

Application numérique :

Travées de rives (1-2) et (7-8)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \left[\frac{0,2M_0 + 0,5M_0}{2} \right] \geq \max [(1,02M_0; 1,05M_0)] \\ M_t \geq \left[\frac{1,2 + 0,3 \times 0,06}{2} \right] M_0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,70M_0 \\ M_t \geq 0,61M_0 \end{array} \right.$$

Travée intermédiaires (2-3) et (6-7)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left[\frac{0,5M_0 + 0,4M_0}{2} \right] \geq \max [(1,02M_0; 1,05M_0)] \\ M_t \geq \left[\frac{1 + 0,3 \times 0,06}{2} \right] M_0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,60M_0 \\ M_t \geq 0,51M_0 \end{array} \right.$$

Travées intermédiaires (3-4) et (4-5) et (5-6)

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \left[\frac{0,4M_0 + 0,4M_0}{2} \right] \geq \max [(1,02M_0; 1,05M_0)] \\ M_t \geq \left[\frac{1 + 0,3 \times 0,06}{2} \right] M_0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 0,65M_0 \\ M_t \geq 0,51M_0 \end{array} \right.$$

Tableau III-1. Caractéristiques mécaniques des poutrelles

Travée	(1-2) et (7-8)		(2-3) et (6-7)		(3-4) et (5-6)		(4-5)	
L [M]	3,45		3,45		3,45		3,40	
$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$ [kN.m]	3,71		3,71		3,71		3,61	
Appuis	1 et 8	2 et 7	2 et 7	3 et 6	3 et 6	4 et 5	4	5
Coefficient forfaitaire aux appuis	0,2	0,2	0,5	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4
Moments aux appuis [kN.m]	0,742	0,742	1,855	1,855	1,484	1,484	1,444	1,444
Coefficients forfaitaires en travées [kN.m]	0.70		0.60		0.65		0.65	
Moments en travées [kN.m]	2,60		2,23		2,41		2,35	

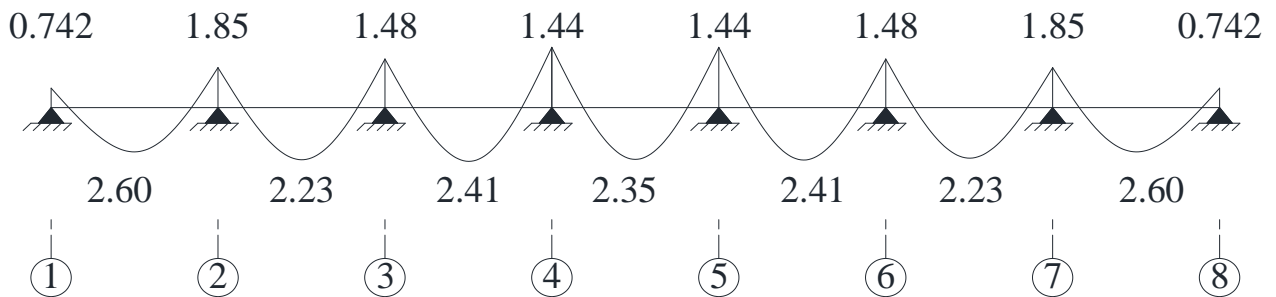


Figure III-5. Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U

c) Calcul des efforts tranchants pour une poutre isostatique :

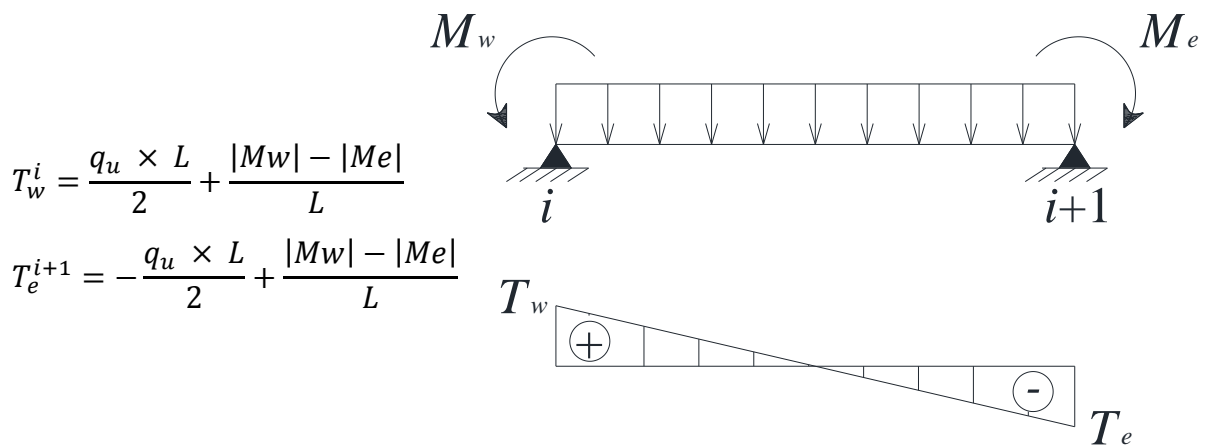


Figure III-6. Diagramme de l'effort tranchant

Tableau III-2. Résultats des charges sur poutrelles

Travée	q_u [KN]	L [m]	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	T_w [KN]	T_e [KN]
(1-2)	6,66	3,45	0,74	0,74	11,48	-11,48
(2-3)	6,66	3,45	1,88	1,85	11,56	-11,56
(3-4)	6,66	3,45	1,48	1,48	11,48	-11,48
(4-5)	6,66	3,40	1,44	1,44	11,56	-11 ;48
(5-6)	6,66	3,45	1,48	1,48	11,48	-11 ;48
(6-7)	6,66	3,45	1,85	1,88	11 ;56	-11,56
(7-8)	6,66	3,45	0,74	0,74	11 ;48	-11 ;48

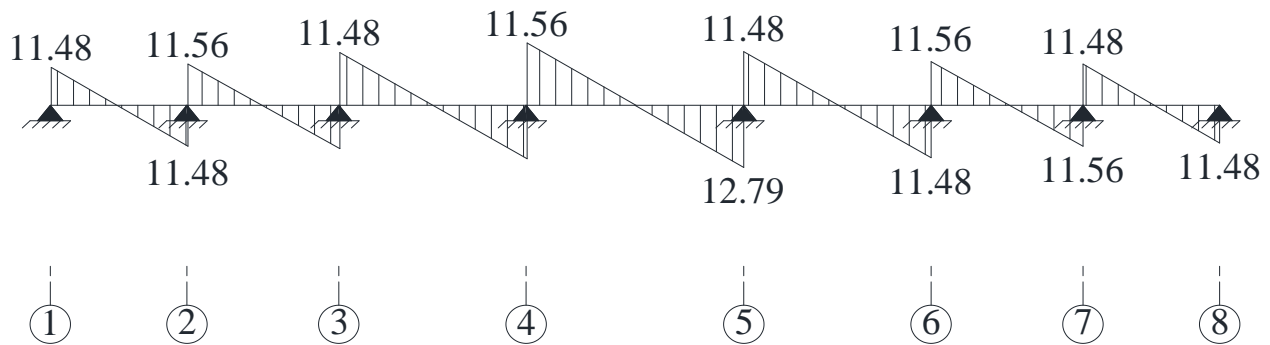


Figure III-7. Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U

Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal aux appuis et en travée.

- Armatures longitudinales

En travée :

$$M_{max} = M_t = 2,60 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bc}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3$$

$$M_0 = 59.072 \text{ kN.m} > M_u = 2,60 \text{ kN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, ainsi la section en té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$. et de hauteur utile $d = 18 \text{ cm}$.

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,6 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0087 < 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,032 \rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,6 \times 10^3}{0,996 \times 18 \times 348} = 0,42 \text{ cm}^2$$

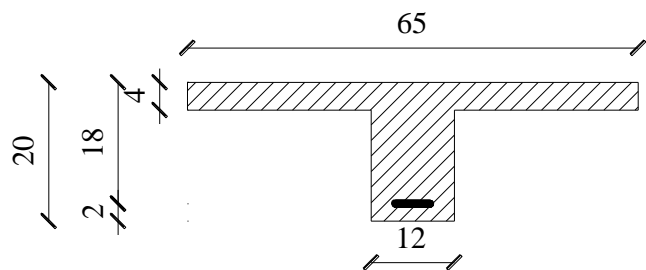


Figure III-8. Dimensions de section en T

On adopte le ferrailage qui suit :

$$3HA10 \text{ donc } A_t = 2,35 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : Chapeau

$$M_{\max} = M_a = 1,88 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{1,88 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,034 < 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,091 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1,88 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage qui suit :

$$1HA8 \text{ donc } A_t = 0,50 \text{ cm}^2$$

- **La longueur de scellement :**

Règle forfaitaire :

Pour les poutres des planchers à charges d'exploitation modérées, lorsque la charge d'exploitation est approximativement répartie et inférieure à la charge permanente, lorsque les longueurs des travées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25, les chapeaux sur appuis doivent déborder du nu de l'appui d'au moins :

1/5 de longueur de la plus grande travée voisine si l'appui n'appartient pas à une travée de rive.

1/4 de longueur de la plus grande travée voisine si l'appui appartient à une travée de rive.

Travée intermédiaire :

$$L/5 \times 3,45 = 0,69 \text{ m soit } 0,7 \text{ m}$$

Travée de rive :

$$L/4 \times 3,45 = 0,86 \text{ m on soit } 0,9 \text{ m}$$

Et pour des raisons pratiques on opte pour le même scellement pour tous les chapeaux.

$$\text{Longueur du chapeau} = 0,90 \times 2 = 1,80 \text{ m}$$

- **Calcul des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right]$$

Avec :

h : hauteur du plancher (20 cm)

b_0 : largeur de lame ($b_0 = 12 \text{ cm}$)

\emptyset_l : Le diamètre des armatures longitudinales

$$\emptyset_t \leq \text{Min} \left[\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10 \right]$$

$$\emptyset_t \leq \text{Min} [5.71; 12; 10] \leq 6 \text{ mm}$$

$$A_t = 2\emptyset 6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$S_t \leq \text{min} (0.9 d; 40 \text{ cm}) = \text{min} (16.2; 40 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 b} = \frac{2.01 \times 40.0}{0.4 \times 12} = 16.75 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 A_t \cdot f_e}{b(\tau_u - 0.3 f_{tj})} = \frac{0.8 \times 2.01 \times 40.0}{12(0.59 - 0.3 \times 0.21)} = 10.17 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

Les vérifications :

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

En travée :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2 < 2.35 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2 < 1.13 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

Avec :

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (situation durable)}$$

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

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{11.56}{12 \times 18} = 0.027 \text{ KN/cm}^2 = 0.27 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa,}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Influence de l'effort tranchant aux appuis :

Influence sur le béton : [Art : A. 5.1, 33 (BAEL91)] :

$$V_u < 0.267 \times b_0 \times a \times f_{c28};$$

$$\text{Avec } a = \text{min} (a; 0.9d) = \text{min} (25 \text{ cm}; 0.9 \times 18) = 16.20 \text{ cm}$$

$$V_u = 0.267 \times 12 \times 16.2 \times 2.5 = 129.79 \text{ KN} > 12.79 \text{ KN,} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Influence sur les armatures inférieures : [Art : A.5.1, 33 (BAEL91)] :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(Vu + \frac{Mu}{0.9d} \right) \text{ avec:}$$

$$Vu = 11,56 \text{ kN}; Mu = -1,88 \text{ kNm}; A_t = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.5}{40.0} \left(11,56 - \frac{1,88 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) = 0,22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de l'adhérence aux appuis : [Art : A.6.1,3 (BAEL91)] :

$$\tau = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \Sigma u_i} \leq \bar{\tau} = \psi \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = n \cdot \emptyset \pi \rightarrow \Sigma u_i = 3 \times 10 \times 3,14 = 94,2$$

$$\tau = \frac{11,56 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 0,57 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification à l'E.L.S :

Moment de flexion et efforts tranchant à l'E.L.S : (BAEL91)

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qu'est le cas ici, les grandeurs calculées sont proportionnelles à cette charge ; pour obtenir les valeurs à l'ELS il suffit donc de multiplier les résultats à l'ELU par le coefficient $\frac{q_s}{q_u} = \frac{4,86}{6,66} = 0.72$

✓ Vérification des contraintes

➤ III.6.1.2 Vérification des contraintes à L.E.S

a) a) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta A' (y - c') - \eta A (d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 35,25y - 634,5 = 0$$

$$\rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{65 \times 3,91^3}{3} + (15 \times 2,35 \times (18 - 3,91)^2) = 8293,28 \text{ cm}^4$$

c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1,87 \times 10^3}{8293,28} \times 3,91 = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,88 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

d) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{11,56 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

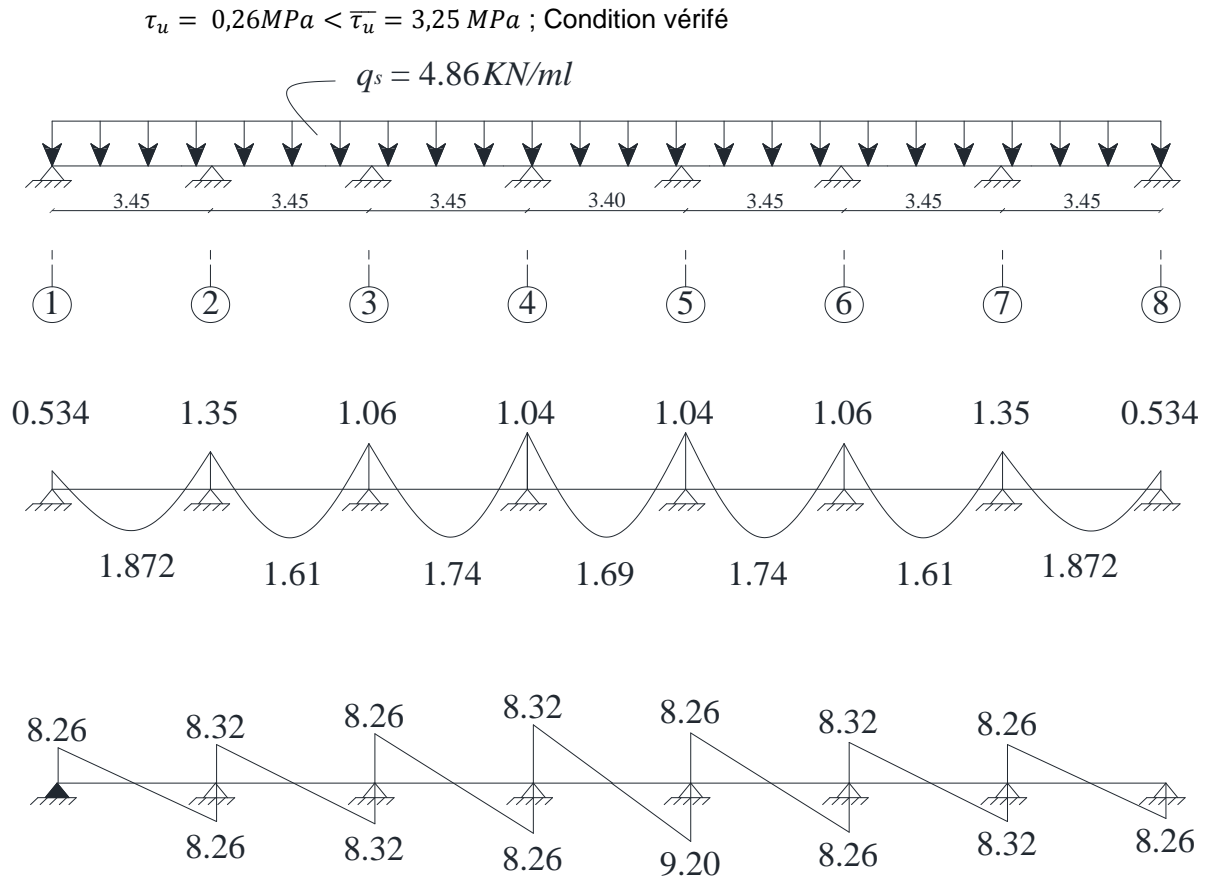


Figure III-9. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'E.L.S

État limite de déformation : [Art. B.6.5,1(BAEL91)]

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots 2$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots 3$$

Avec :

h : hauteur de la section droite (20 cm)

L : longueur de la travée entre nus d'appuis (4.30 m)

d : hauteur utile de la section droite (18 cm)

b : largeur de la nervure (12 cm)

M_t : moment fléchissant (6.93 kN.m)

M_0 : moment fléchissant maximal dans la travée supposée indépendante reposant sur deux appuis libre

$$M_t = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4,86 \times 3,45^2}{8} = 7,23 kN.m$$

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{345} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.057 < 0.062$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ Calcul de flèche : [Art B.6.5,2(BAEL91)]

Pour la vérification de flèche on utilise les formules suivantes :

$$I_f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_f} \leq \frac{L}{500}$$

Avec :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4 \times \rho \times \lambda} \text{ D'où :}$$

$$\lambda = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{d})} \text{ et } \rho = \frac{A}{b_0 \times d}$$

Où :

M_s : Moment en travée à l'ELS.

L : Longueur de la travée.

b : Largeur de table de compression.

b_0 : Largeur de la nervure.

I : moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

f_{t28} : résistance caractéristique du béton à la traction.

Pour la poutre étudiée, nous avons les caractéristiques suivantes :

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}; h = 4 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; A = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (v_1^3 + v_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(v_1 - \frac{h_0}{12} \right) \right] + 15A(v_2 - c)^2$$

v_1 : Distance entre l'axe neutre de la section du béton et les fibres les plus comprimées.

v_2 : Distance entre l'axe neutre de la section du béton et le centre de gravité des armatures tendues.

$$v_1 = \frac{S}{B_0} \text{ avec } B_0: \text{ section homogène.}$$

$$v_1 = \frac{S}{B_0} = \frac{b_0 \left(\frac{h^2}{2} \right) + (b - b_0) \left(\frac{h^2}{2} \right) + 15 \times A \times d}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times 4 + 15 \times A}$$

$$v_1 = \frac{12 \left(\frac{20^2}{2}\right) + (65 - 12) \left(\frac{4^2}{2}\right) + 15 \times 2.35 \times 18}{(12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35} = 7.10 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 7.10 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12}{3} + (7.13 + 12.903) + (65 - 12) 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.10 - \frac{4}{2}\right)^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.90 - 2)^2$$

$$I_0 = 200032.238 \text{ cm}^4$$

$$\rho_{\square} = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108$$

$$\lambda_i = \frac{(0.05 \times 2.1)}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) 0.0108} = 3.75$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\int x dx A} = \frac{1,87 \times 10^3}{0.927 \times 180 \times 235} = 47,67 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0108 \times 47,67 + 2.1} = 0.884$$

$$I_f = \frac{1.1 \times 200032.238}{1 + 0.4 \times 3,75 \times 0.884} = 94598,221 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f_v = \frac{1,87 \times 10^6 \times 3450^2}{10 \times 10818.87 \times 945982210} = 0,1803 \text{ mm}$$

$$0,1803 \text{ mm} < \frac{L}{500} = \frac{3450}{500} = 6,9 \text{ mm} \Rightarrow \text{La condition de la flèche est vérifiée.}$$

Évaluation des charges :

1. plancher étage courant :

$$G = 5,24 \times 0.65 = 3,41 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1,5 \times 0.65 = 0,98 \text{ KN/ml}$$

- Combinaison des charges :

$$\text{A l'E.L.U: } Q_u = 1.35 (3,41) + 1.5 (0,98) = 6,07 \text{ KN/ml}$$

$$\text{A l'E.L.S: } Q_s = 3,41 + 0,98 = 4,39 \text{ KN/ml}$$

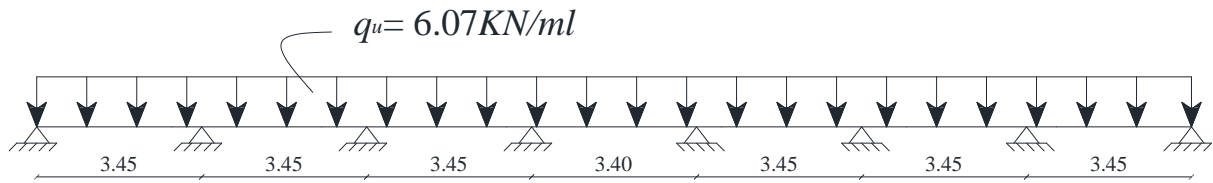


Figure III-10. Schéma statique de la poutrelle

Nous constatons que le plancher d'étage courant est le plus sollicité, alors on calcule la poutrelle de ce dernier, et le ferrailage adopté sera identique pour tous les niveaux.

$$q_u = 6,07 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = 4,39 \text{ KN/m}$$

Tableau III-3. Caractéristiques mécaniques des poutrelles

Travée	(1-2) et (7-8)		(2-3) et (6-7)		(3-4) et (5-6)		(4-5)	
$L [M]$	3,45		3,45		3,45		3,40	
$M_0 = \frac{q \times l^2}{8} [KN.m]$	9,03		9,03		9,03		8,77	
Appuis	1 et 8	2 et 7	2 et 7	3 et 6	3 et 6	4 et 5	4	5
Coefficients forfaitaire aux appuis	0,2	0,2	0,5	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4
Moments aux appuis [KN.m]	1,81	1,81	4,52	4,52	3,61	3,61	3,51	3,51
Coefficients forfaitaires en travées [KN.m]	0.70		0.60		0.65		0.65	
moments en travées [KN.m]	6,32		5,42		5,87		5,70	

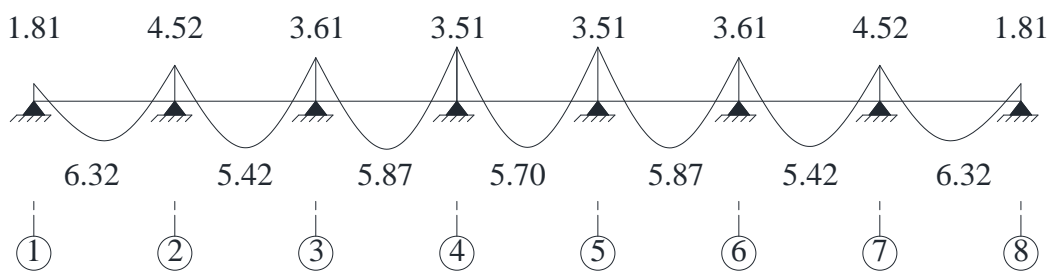


Figure III-11. Diagramme des moments fléchissant à l'E.L.U

E) Calcul des efforts tranchants pour une poutre isostatique :

$$T_w^i = \frac{q_u \times L}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

$$T_e^{i+1} = -\frac{q_u \times L}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

Tableau III-4. Résultats des charges sur poutrelles

Travée	q_u [KN]	L [m]	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	T_w [KN]	T_e [KN]
(1-2)	6,07	3,45	1,81	1,81	10,47	-10,47
(2-3)	6,07	3,45	4,52	4,52	10,47	-10,47
(3-4)	6,07	3,45	3,61	3,61	10,47	-10,47
(4-5)	6,07	3,40	3,51	3,51	10,47	-10,47
(5-6)	6,07	3,45	3,61	3,61	10,47	-10,47
(6-7)	6,07	3,45	4,52	4,52	10,47	-10,47
(7-8)	6,07	3,45	1,81	1,81	10,47	-10,47

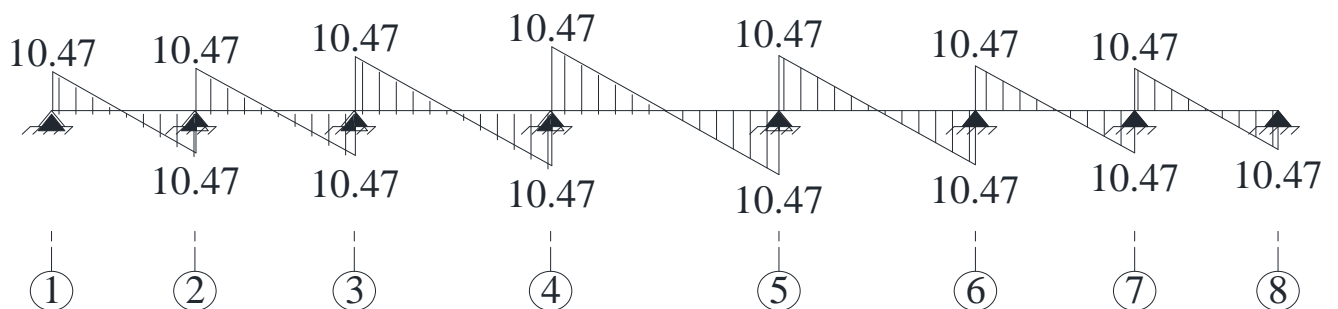


Figure III-12. Diagramme de l'effort tranchant

Calcul des armatures :

Le ferrailage se fera à l'ELU en prenant le moment maximal aux appuis et en travée.

❖ Armatures longitudinales

En travée :

$$M_{\max} = M_t = 6,32 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bc}$$

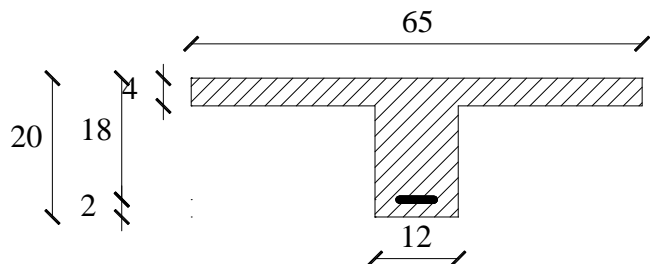


Figure III-13. Dimensions de la section en T

$$M_0 = 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m} > M_u = 6,32 \text{ kN.m}$$

L'axe neutre est dans la table de compression, ainsi la section en té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$. et de hauteur utile $d = 18 \text{ cm}$.

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6,32 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,021 < 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,021 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,32 \times 10^3}{0,989 \times 18 \times 348} = 1,02 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage qui suit :

$$3HA10 \text{ donc } A_t = 2,35 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : Chapeau

$$M_{\max} = M_a = 4,52 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{4,52 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,082 < 0,392 \Rightarrow \text{section simplement armée.}$$

$$\mu_b = 0,082 \rightarrow \beta = 0,572$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{4,52 \times 10^3}{0,572 \times 18 \times 348} = 1,21 \text{ cm}^2$$

On adopte le ferrailage qui suit : 2HA10 donc $A_t = 1,57 \text{ cm}^2$

- **La longueur de scellement :**

- Règle forfaitaire :

Pour les poutres des planchers à charges d'exploitations modérées, lorsque la charge d'exploitation est approximativement répartie et inférieure à la charge permanente, lorsque les longueurs des travées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25, les chapeaux sur appuis doivent déborder du nu de l'appui d'au moins :

1/5 de longueur de la plus grande travée voisine si l'appui n'appartient pas à une travée de rive.

1/4 de longueur de la plus grande travée voisine si l'appui appartient à une travée de rive.

Travée intermédiaire :

$$L/5 \times 3,45 = 0,69 \text{ m soit } 0,7 \text{ m}$$

Travée de rive:

$$L/4 \times 3,45 = 0,86 \text{ m on soit } 0,9 \text{ m}$$

Et pour des raisons pratiques on opte pour le même scellement pour tous les chapeaux.

Longueur du chapeau = $0.90 \times 2 = 1.80m$

- Calcul des armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right]$$

Avec :

h : hauteur du plancher (20 cm)

b_0 : largeur de lame ($b_0 = 12$ cm)

ϕ_l : Le diamètre des armatures longitudinales

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right]$$

$$\phi_t \leq \text{Min} [5.71 ; 12 ; 10] \leq 6 \text{ mm}$$

$$A_t = 2\phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$S_t \leq \text{min} (0.9 d ; 40 \text{ cm}) = \text{min} (16.2 ; 40 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4 b} = \frac{2.01 \times 40.0}{0.4 \times 12} = 16.75 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{0.8 A_t f_e}{b(\tau_u - 0.3 f_{tj})} = \frac{0.8 \times 2.01 \times 40.0}{12(0.59 - 0.3 \times 0.21)} = 10.17 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Les vérifications :**

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

En travée :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2 < 2.35 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2 < 1.13 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau \leq \bar{\tau} = \text{min} \left\{ \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

Avec :

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (situation durable)}$$

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

$$\bar{\tau} = \text{min} \left\{ \frac{0.2 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{V}{b \times d} = \frac{10,47}{12 \times 18} = 0,048 \text{KN/cm}^2 = 0,48 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa},$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Influence de l'effort tranchant aux appuis :

Influence sur le béton : [Art : A. 5.1, 33 (BAEL91)] :

$$Vu < 0.267 \times b_0 \times a \times f_{c28};$$

$$\text{Avec } a = \min(a; 0.9d) = \min(25 \text{ cm}; 0.9 \times 18) = 16.20 \text{ cm}$$

$$Vu = 0.267 \times 12 \times 16.2 \times 2.5 = 129.79 \text{ KN} > 12.79 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Influence sur les armatures inférieurs : [Art : A.5.1, 33 (BAEL91)] :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(Vu + \frac{Mu}{0.9d} \right) \text{ avec:}$$

$$Vu = 10,47 \text{ KN}; Mu = -1,88 \text{ KNm}; A_t = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2.35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.5}{40.0} \left(10,47 - \frac{1,88 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) = 0,175 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de l'adhérence aux appuis : [Art : A.6.1,3 (BAEL91)] :

$$\tau = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \Sigma u_i} \leq \bar{\tau} = \psi \times f_{t28}$$

$$\bar{\tau} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\Sigma u_i = 6.28 \text{ cm} \rightarrow \tau = \frac{10,47 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 0,52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'E.L.S :

- **Moment de flexion et efforts tranchant à l'E.L.S : (BAEL91)**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, ce qu'est le cas ici, les grandeurs calculées sont proportionnelles à cette charge ; pour obtenir les valeurs à l'ELS il suffit donc de multiplier les résultats à l'ELU par le coefficient $\frac{qs}{qu} = \frac{4,39}{6,07} = 0.72$

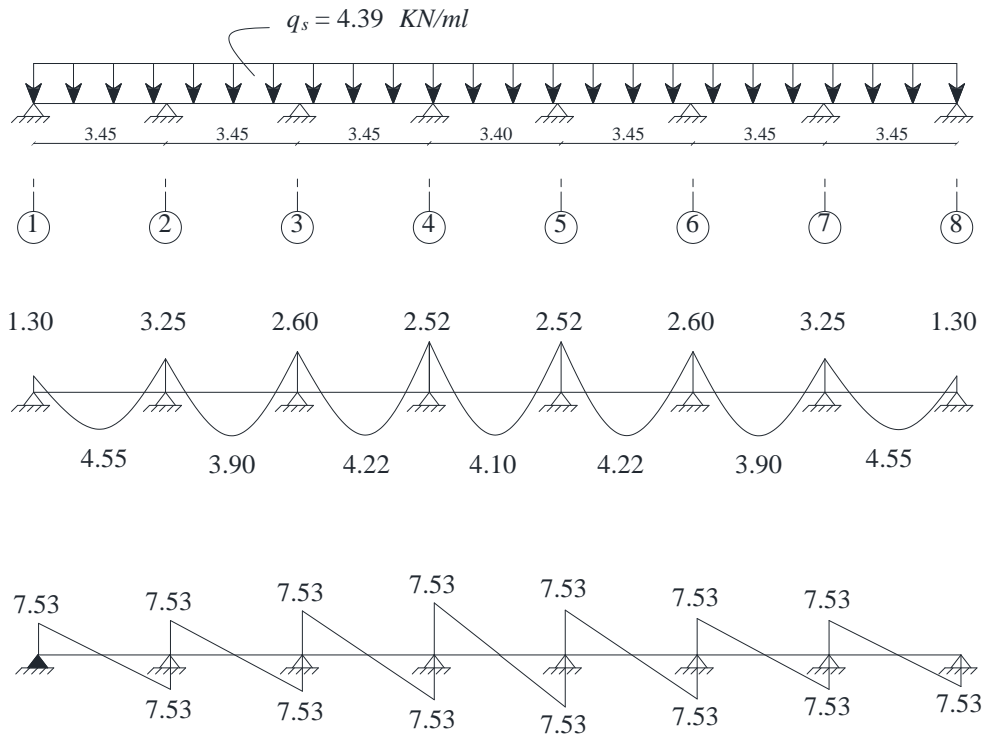


Figure III-14. Diagramme des moments fléchissant et des efforts tranchant à l'E.L.S

• **Vérification des contraintes :**

Vérification des contraintes à L.E.S

a) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{3}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 35,25y - 634,5 = 0$$

$$\rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 3,91^3}{3} + (15 \times 2,35 \times (18 - 3,91)^2) = 8293,28 \text{ cm}^4$$

c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{4,55 \times 10^3}{8293,28} \times 3,91 = 0,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 0,55 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

d) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{10,47 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,24 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifié}$$

❖ **État limite de déformation : [Art. B.6.5,1(BAEL91)]**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots 2$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots 3$$

Avec :

h : hauteur de la section droite (20cm)

L : longueur de la travée entre nus d'appuis (4.30 m)

d : hauteur utile de la section droite (18 cm)

b : largeur de la nervure (12 cm)

M_t : moment fléchissant (6.93KN.m)

M_0 : moment fléchissant maximal dans la travée supposée indépendante reposant sur deux appuis libre

$$M_t = \frac{qs \times L^2}{8} = \frac{1.74 \times 4.3^2}{8} = 4.02 \text{ KN.m}$$

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{430} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.046 < 0.062$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ **Calcul de flèche : [Art B.6.5,2(BAEL91)]**

Pour la vérification de flèche on utilise les formules suivantes :

$$I_f = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_v \times I_f} \leq \frac{L}{500}$$

Avec :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + 0.4 \times \rho \times \lambda} \text{ D'où } : \lambda = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho(2 + 3 \frac{b_0}{d})} \text{ et } \rho = \frac{A}{b_0 \times d}$$

Où :

M_s : Moment en travée à l'ELS.

L : Longueur de la travée.

b : Largeur de table de compression.

b_0 : Largeur de la nervure.

I : moment d'inertie de la section totale rendue homogène.

f_{t28} : résistance caractéristique du béton à la traction.

Pour la poutre étudiée, nous avons les caractéristiques suivantes :

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; d = 18 \text{ cm}; h = 4 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; A = 2.35 \text{ cm}^2$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (v_1^3 + v_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(v_1 - \frac{h_0}{12} \right)^2 \right] + 15A(v_2 - c)^2$$

v_1 : Distance entre l'axe neutre de la section du béton et les fibres les plus comprimées.

v_2 : Distance entre l'axe neutre de la section du béton et le centre de gravité des armatures tendues.

$$v_1 = \frac{S}{B_0} \text{ avec } B_0 : \text{section homogène.}$$

$$v_1 = \frac{S}{B_0} = \frac{b_0 \left(\frac{h^2}{2} \right) + (b - b_0) \left(\frac{h^2}{2} \right) + 15 \times A \times d}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times 4 + 15 \times A}$$

$$v_1 = \frac{12 \left(\frac{20^2}{2} \right) + (65 - 12) \left(\frac{4^2}{2} \right) + 15 \times 2.35 \times 18}{(12 \times 20) + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35} = 7.10 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 7.10 = 12.90 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12}{3} + (7.13 + 12.903) + (65 - 12) 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.10 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.35 (12.90 - 2)^2$$

$$I_0 = 200032.238 \text{ cm}^4$$

$$\rho_{\square} = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.0108$$

$$\lambda_i = \frac{(0.05 \times 2.1)}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) 0.0108} = 3.80$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\sigma_s = \frac{Ms}{\int x dx A} = \frac{4,55 \times 10^3}{0.927 \times 180 \times 235} = 0,116 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0108 \times 176.73 + 2.1} = 0.622$$

$$I_f = \frac{1.1 \times 200032.238}{1 + 0.4 \times 3.80 \times 0.622} = 113103.185 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}$$

$$f_v = \frac{4,55 \times 10^6 \times 3450^2}{10 \times 10818.87 \times 1131031850} = 0,442 \text{ mm}$$

$$0,442 \text{ mm} < \frac{L}{500} = \frac{4300}{500} = 8.6 \text{ mm} \Rightarrow \text{La condition de la flèche est vérifiée.}$$

- **La dalle flottante (niveau ± 0.00) :**

La dalle flottante sera assimilée à une dalle pleine de 10 cm d'épaisseur reposant sur un isolant thermique de 20 cm, elle sera ferrillée par un quadrillage de barre dont les diamètres et les dimensions des mailles seront respectivement (4 \times 4)(150 \times 150)

III. Conclusion

Il existe plusieurs méthodes de calcul des poutrelles notamment la méthode forfaitaire ou bien forfaitaire modifié, comme ce calcul peut se faire par des applications numériques comme leSAP 2000, il suffit de calcul les charges et les surcharges ainsi de donner les dimensions et lesCaractéristiques des matériaux dans le programme.

ChapitreIV:

*Etude des éléments
non structuraux*

IV.1 Introduction

Les éléments non structurants ce sont les éléments qui ne participent pas à la résistance ou à la stabilité du bâtiment, on note : les acrotères, les balcons, et escaliers...etc.

IV.2 Acrotère

L'acrotère est un muret d'une hauteur de 60 cm et d'une épaisseur de 10 cm, il est généralement situé en bordure des toitures terrasses afin de protéger la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il assure aussi la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute quelle qu'elle soit.

Il est réalisé en béton armé et est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante ($N_Q = Q = 1 \text{ kN/m}$) ainsi qu'au séisme qui crée un moment de renversement. Il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse.

Son point la plus faible est son interface où se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cela que le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

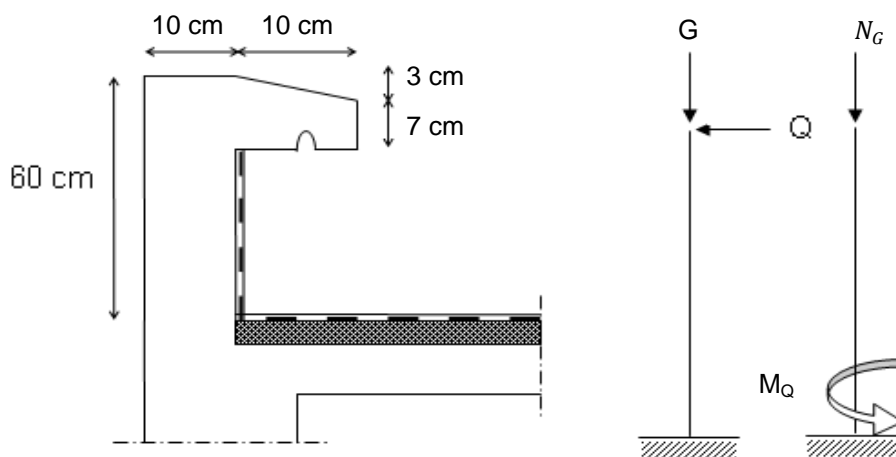


Figure IV-1. Dimensions de l'acrotère.

IV.2.1 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité

- **Poids propre**

$$S = \frac{0,03 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ kN/m}$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}$$

- **Effort normal**

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ kN/ml}$$

- **Moment de flexion**

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h = 1,50 \times 1 \times 0,60 = 0,90 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

- **Effort tranchant**

$$V = N_Q = 1 \text{ kN.m}$$

$$V_U = 1,5V = 1,50 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ kN.m}$$

- **Enrobage**

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

- **Excentricité**

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,90}{2,31} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

IV.2.2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,31 \left[0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,31) - 0,97 = -0,81 \text{ kN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0, = 24,80 \text{ kN.m}$$

$-0,81 < 24,80 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100 x 10) cm².

IV.2.3 Calcul du ferrailage (E.L.U.)

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

IV.2.3.1 Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

$$\mu_l = 0,8\alpha_l \times (1 - (0,4\alpha_l))$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 ; \text{ Avec } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 0,00174$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,0084 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul :

A_{fs} : Section d'armature en flexion simple ;

A_{fc} : Section d'armature en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/ml$$

IV.2.3.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire

• **Les armatures principales**

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,71} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte 4Φ6 p.m. ; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/ml$; $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Les armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/ml$$

On adopte : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/ml$; Soit : 4Φ6 p.m.

IV.2.3.3 Vérification des contraintes (E.L.S.)

- **Moment de service**

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,71 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

- **Position de l'axe neutre**

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,58 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,58^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,58)^2) = 1064,68 \text{ cm}^4$$

IV.2.3.4 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1064,68} \times 1,58 = 0,96 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,96 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.3.5 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st}

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1064,68} \times (9 - 1,58) = 67,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.3.6 Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

IV.2.3.7 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0,08$

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,71 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,08 \times 1,71 = 0,44 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} ; \text{Condition vérifiée}$$

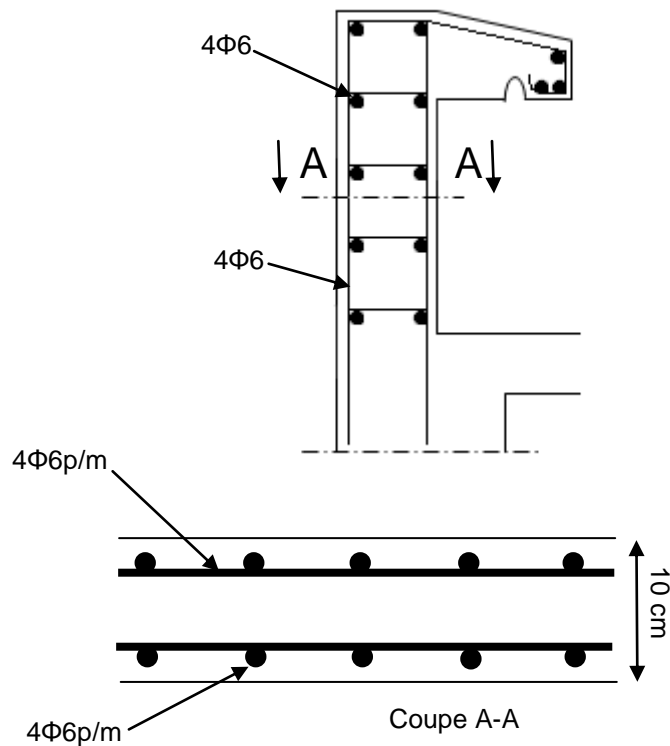


Figure IV-2. Disposition de ferrailage de l'acrotère

IV.2. Balcons

Une installation est dite en balcon lorsqu'un élément est soutenu par une partie qui est elle-même au-dessus du vide, c'est-à-dire sans support immédiat en dessous de l'élément en « porte-à-faux ». Dans le langage courant, une installation en porte à faux évoque un risque de déséquilibre ou de rupture si elle est trop chargée, comme elle repose sur la solidité des supports qui la retiennent et que l'ensemble de l'installation n'est pas à l'aplomb de son point d'appui.

IV.2.1. Balcon étages courants :

IV.2.1.1. Etude des charges et des sollicitations

Tableau IV-1. Descente de charge sur balcon

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	γ (KN/cm ³)	Poids unitaire (KN/cm ²)
01	Revêtement en carrelage	2	0,20	0,4
02	Mortier de pose	2	0,20	0,4
03	Sable fin pour mortier	1,5	0,19	0,285
04	Enduit en ciment	1,5	0,18	2,27
05	Dalle pleine	16	/	4
			G	4,36
			Q	3,5

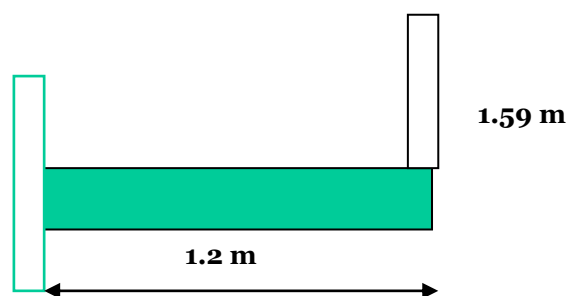


Figure IV-3. Balcon étage courant

IV.2.1.2. Charge surfacique et linéaire :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 4,36) + (1,5 \times 3,50) = 11,17 \text{ kN/m}^2; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_u = 11,17 \times 1 \text{ m} = 11,17 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 4,36 + 3,50 = 7,86 \text{ kN/m}^2; \text{ Charge surfacique}$$

$Q_{ser} = 7,86 \times 1 \text{ m} = 7,86 \text{ kN/ml}$; Charge linéaire

***- Poids propre du mur :**

Le porte à faux supporte la charge d'un mur en brique à double cloison de 1,2 m de hauteur.

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 9 \times 0,12 \times 2,4 \times 1 \text{ m} = 2,59 \text{ kN}$$

D'où : $P_{u\text{ mur}} = 1,35P_{mur} = 1,35 \times 2,59 = 3,49 \text{ kN}$

***- Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) :** (couche de 1.5cm) :

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = (0,15 + 0,27) \times 0,12 \times 2,4 \times 1 \text{ m} = 0,120 \text{ kN}$$

D'où : $P_{u\text{ enduit}} = 1,35P_{enduit} = 1,35 \times 0,120 = 0,162 \text{ kN}$

***- Charges totales :**

$$P_u = P_{umur} + P_{u\text{ enduit}} = 3,49 + 0,162 = 3,65 \text{ kN}$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 2,59 + 0,120 = 2,71 \text{ kN}$$

IV.2.1.3. Calcul du moment max et de l'effort tranchant max

$$M_{max} = -\frac{Q_u l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{11,17 \times 1,24^2}{2}\right) - (3,65 \times 1,24) = -13,11 \text{ kN.m}$$

$$T_{max} = Q_u l + P_u = (11,17 \times 1,24) + 3,65 = 17,50 \text{ kN}$$

IV.2.1.4. Ferrailage

$$d = 0,9h = 0,9 \times 16 = 14,40 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{13,11 \times 10^3}{100 \times 14,40^2 \times 14,17} = 0,044 < \mu_r = 0,392$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,978$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13,11 \times 10^3}{0,978 \times 14,40 \times 348} = 2,67 \text{ cm}^2$$

On adopte 5T12 et $A_{adpt} = 5,65 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adpt}}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{adpt} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On prend 4T8, $A_{adpt} = 2,01 \text{ cm}^2$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.2.1.5. Vérifications

IV.2.1.5.1. Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 14,40 \times 2,10}{400} = 1,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{adpt} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,73 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

IV.2.1.5.2. Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{17,5 \times 10}{100 \times 14,40} = 0,12 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$1) \tau_u = 0,11 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires,

IV.2.1.5.3. Contraintes d'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{17,5 \times 10^3}{0,9 \times 14,40 \times 5 \times 5,03 \times 10^2} = 0,67 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 4

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

$$0,08 \times 2 \times \pi = 0,050 = 5,03 \times 10^2$$

$$\mu = 5,03 \text{ cm}; \text{ tiré d'un tableau}$$

$$\overline{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$$\begin{cases} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = 0,58 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

La vérification des contraintes à l'E.L.S. :

$$M_{ser} = - \frac{Q_{ser} l^2}{2} - P_{ser} l = - \frac{7,86 \times 1,24^2}{2} - (2,71 \times 1,24) = -9,40 \text{ kN.m}$$

Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 84,75 y - 1020,4 = 0 \rightarrow y = 4,16 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 4,16^3}{3} + ((15 \times 5,65)(14,40 - 4,16)^2) = 11300,26 \text{ cm}^4$$

IV.2.1.5.4. Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{8,86 \times 10^3}{11300,26} \times 4,16 = 3,26 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,26 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition vérifiée}$$

IV.2.1.5.5. Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 202 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{8,03 \times 10^3}{11300,26} \times (14,40 - 4,16) = 120,4 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 120,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa}$; Condition vérifiée.

IV.2.1.5.6. Vérification de la flèche

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{ Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{ Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h} = \frac{(100 \times 16 \times 8) + (15 \times 5,65 \times 14,40)}{(100 \times 16) + (16 \times 5,65)}$$

$$Y_1 = Y_G = 8,29 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,71 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2 \\ &= \frac{100 \times 8,29^3}{3} + \frac{100 \times 7,71^3}{3} + (15 \times 5,65 \times (14,40 - 8,29)^2) = 18717,36 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,24^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 18717,36} \times \left[\frac{7,86 \times 1,24}{8} + \frac{2,71}{3} \right] = 0,034 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{124}{250} = 0,5 \text{ cm}$$

$F_{cal} = 0,034 \text{ cm} < F_{adm} = 0,5 \text{ cm}$; Condition vérifiée

IV.2.2. Porte à faux (Terrasse)

Les mêmes procédures ont été faites pour ferrailer la porte à faux de la terrasse avec toutes les vérifications nécessaires et on a obtenu :

5T12 et $A_{adpt} = 5,65 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Armature de répartitions :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,41 \text{ cm}^2. \text{ On prend } 4T8 . A_{adp} = 2,01 \text{ cm}^2$$

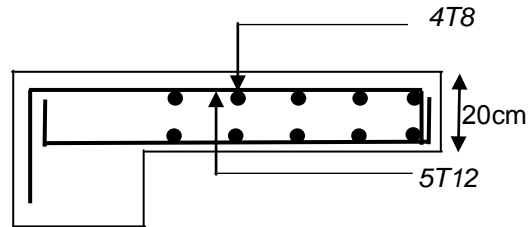


Figure IV-4. Schéma de ferrailage de la porte à faux (étage courant)

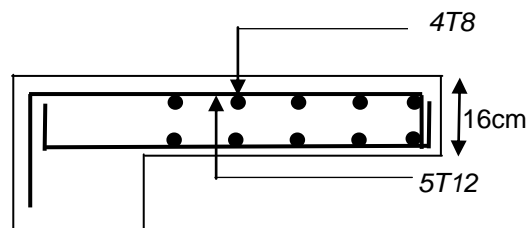


Figure IV-5. Schéma de ferrailage de la porte à faux (terrasse)

IV.4.Calcul des escaliers

IV.4.1.Définition

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

On distingue deux types :

- Escaliers à deux volés de l'étage courant.
- Escaliers du RDC.

Escaliers à deux volées (étages) :

Il suffit de calculer une seule volée et adopter le même ferrailage pour les autres volées.

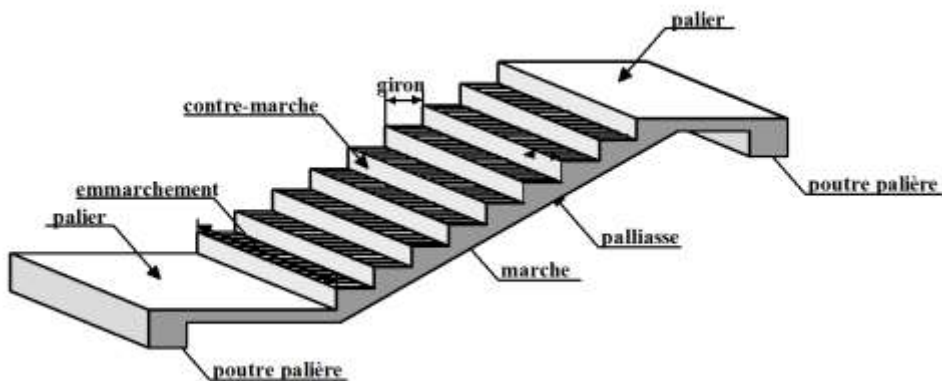


Figure IV-6.Principaux termes relatifs à un escalier.

Terminologie :

- G : giron,
- h : hauteur de la contre marche,
- ep : épaisseur de la paillasse,
- H : hauteur de la volée,
- L : longueur de la volée projetée,
- m : nombre de marche,

III.4.1.1.Dimensionnement : (l'étage courant)

L'escalier se compose de palier, volée, palier.

• Le dimensionnement de la marche et de contremarche :

Le dimensionnement de la marche et de contremarche se fera par la formule de BLONDEL

h et *G* doivent satisfaire la formule suivante :

$$60\text{cm} \leq g + 2h \leq 64\text{cm}.$$

Le nombre de contre marches (n) :

$$16,5\text{cm} \leq h \leq 17,5\text{cm} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

On prend $h = 17\text{cm}$.

Le nombre de marche (m) :

$$m = n - 1 \Rightarrow m = 8.$$

$$25\text{cm} \leq g \leq 32\text{cm} ; g = \frac{2,40}{8} = 30\text{cm}$$

On prend $g = 30\text{ cm}$.

$$60\text{cm} \leq 2 \times 17 + 30 = 64\text{ cm} \leq 64\text{cm}. \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur les deux cotés.

L'épaisseur du palier et de la paillasse (ep) est donnée par :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ.$$

Avec : L_0 : longueur de la paillasse.

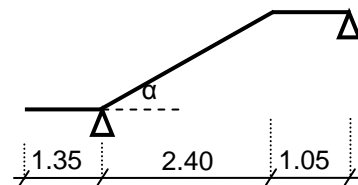
$$\text{Or } L_0 = 9 \times 0,30 = 2,40\text{m}$$

$$\cos \alpha = \frac{2,40}{L_2} \Rightarrow L_2 = \frac{2,40}{\cos \alpha} = 2,76\text{m}.$$

$$L = L_1 + L_2 + L_3 = 1,35 + 2,40 + 1,05 = 4,80\text{m}.$$

$$\frac{480}{30} \leq ep \leq \frac{480}{20} \Rightarrow 16 \leq ep \leq 24\text{cm}.$$

On prend : $ep = 18\text{cm}$.



Conclusion :

Nous prenons une épaisseur de 18cm pour tous les escaliers des étages courants.

III.4.1.2. Détermination des charges et surcharges :

1. la volée

- poids propre de la paillasse : $25 \times \frac{0,18}{\cos 29,54} = 5,17 \text{ KN/m}^2$
- poids propre de la marche : $25 \times \frac{0,17}{2} = 2,1250 \text{ KN/m}^2$

poids des revêtements :

- carrelage : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- mortier de pose : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- enduit plâtre : $10 \times 0,015 = 0,15 \text{ KN/m}^2$
- lit de sable : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
- poids du garde corps : $0,2 \text{ KN/m}^2$

G = 8,91 KN/m²

2. le palier

- carrelage : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- mortier de pose : $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ KN/m}^2$
- lit de sable : $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ KN/m}^2$
- Dalle en béton armé : $25 \times 0,18 = 4,5 \text{ KN/m}^2$
- enduit plâtre : $10 \times 0,015 = 0,15 \text{ KN/m}^2$

G = 5,89 KN/m²

3. les surcharges d'exploitation

Selon le (DTR C2-2) pour une construction à usage d'habitation :

- Palier : $Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- Paillasse : $Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$

- **Combinaisons de charges :**

➤ **ELU :**

$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \text{Emmarchement}$.

Le palier : $q_u = (1,35 \times 5,89 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 11,70 \text{ KN/ml}$

La paillasse : $q_u = (1,35 \times 8,91 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 15,77 \text{ KN/ml}$

- Poids de murs : $p_m = 2,22 \times (2,90 \times 1,10) \times 1,5 = 9,70 \text{ KN}$.

➤ **ELS :**

$q_s = (G + Q) \times \text{Emmarchement}$.

Le palier : $q_s = (5,89 + 2,5) \times 1 = 8,39 \text{ KN/ml}$

La paillasse : $q_s = (8,91 + 2,5) \times 1 = 11,41 \text{ KN/ml}$

- Poids de murs : $p_m = 2,22 \times (2,90 \times 1) = 6,43 \text{ KN}$.

III.4.1.3. Calcul à l'ELU :

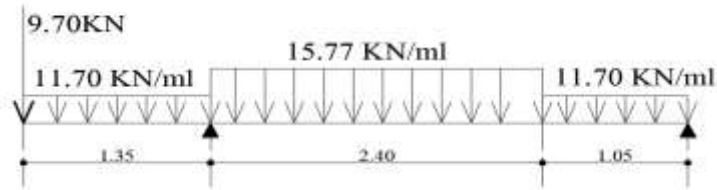


Figure IV-7. Charges d'escalier

- calcul des réactions d'appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 11,70 \times 1,35 + 15,77 \times 2,4 + 11,70 \times 1,05 + 9,70 = 75,62 \text{ KN.}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = 26,28 \text{ KN. Et } R_B = 64,36 \text{ KN.}$$

- Calcul des efforts internes :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1,35m$

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T_y = 9,70 \text{ KN} & ; M_z(x) = 0 \text{ KN.M} \\ x = 1,35 \rightarrow T_y = 25,5 \text{ KN} & ; M_z(x) = -23,75 \text{ KN.M} \end{cases}$$

2^{ème} tronçon : $1,35 \leq x \leq 3,75m$

$$\begin{cases} x = 1,35 \rightarrow T_y = -33,41 \text{ KN} & ; M_z(x) = -23,75 \text{ KN.M} \\ x = 3,75 \rightarrow T_y = 4,43 \text{ KN} & ; M_z(x) = 11,03 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Le moment max : $x = 3,64m$ est $M_{\max} = 11,64 \text{ KN.M.}$

3^{ème} tronçon : $3,75 \leq x \leq 4,8m$

$$\begin{cases} x = 3,7 \rightarrow T_y = 4,43 \text{ KN} & ; M_z(x) = 11,03 \text{ KN.M} \\ x = 4,8 \rightarrow T_y = 16,71 \text{ KN} & ; M_z(x) = 0 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Diagramme des efforts internes à l'ELU :

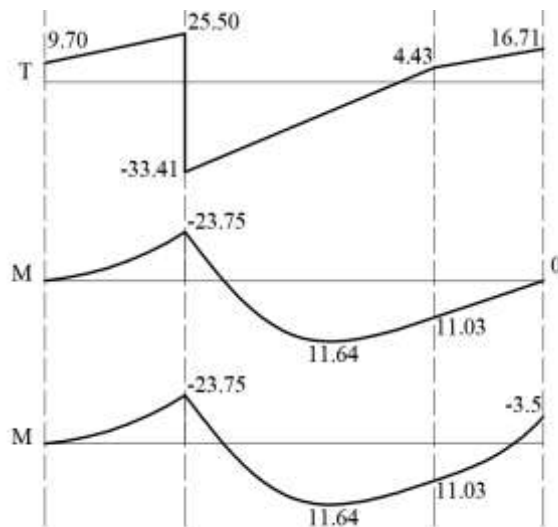


Figure IV-8. Diagrammes des moments fléchissant et des Efforts tranchants à l'E.L.U.

Remarque :

Fin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs, pour les moments max aux appuis et en travées.

- Aux appuis : $M_{ua} = - M_u^{\max} \times 0,3 = 11,64 \times 0,3 = 3,50 \text{ KN.M}$

- En travées : $M_{ut} = M_u^{\max} \times 0,85 = 11,64 \times 0,85 = 9,90 \text{ KN.M}$

IV.4.1.4. Le ferrailage :

Le calcul se fera pour une bonde de 1,1m, soumise à la flexion simple.

En travée :

$$M_t = 11,64 \text{ KN.m}$$

Armatures principale :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{11,64 \times 10^2}{100 \times (16,2)^2 \times 1,42} = 0,031 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; A' = 0$$

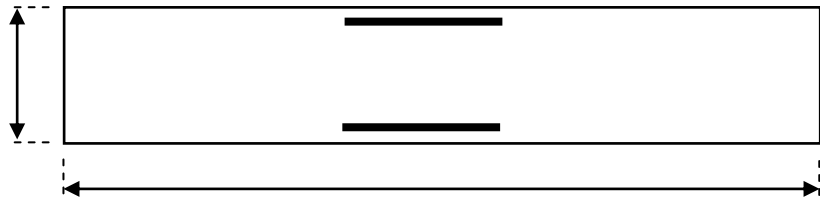
$$\mu_v = 0,031 \Rightarrow \beta = 0,984$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11,64 \times 10^2}{0,984 \times 16,2 \times 34,8} = 2,09 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$. Avec $St = 20 \text{ cm}$.

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$



Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

Aux appuis :

1- Appui "A" :

$$M_a = 23,75 \text{ KN.m}$$

Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{23,75 \times 10^2}{100 \times (16,2)^2 \times 1,42} = 0,063 < \mu_t = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; A' = 0$$

$$\mu_v = 0,063 \Rightarrow \beta = 0,967$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{23,75 \times 10^2}{0,967 \times 16 \times 34,8} = 4,34 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$. Avec $St = 20 \text{ cm}$.

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{At}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

2- Appui "B" :

$$M_a = 3,50 \text{ KN.m}$$

a) Armatures principales :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{3,50 \times 10^2}{100 \times (16,2)^2 \times 1,42} = 0,009 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A} ; A' = 0$$

$$\mu_U = 0,009 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{3,50 \times 10^2}{0,995 \times 16,2 \times 34,8} = 0,62 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$. Avec $St = 26 \text{ cm}$.

b) Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$. Avec $St = 25 \text{ cm}$.

IV.4.1.5. Les vérifications à l'E.L.U :

a) condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 110 \times 16 \times \frac{2,1}{400} = 2,13 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} < (A_t, A_a) \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Espacement des barres : (Art.A.8.2,42/ BAEL91)

- Armatures principales : $St_{\max} = 26 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

- Armatures de répartition : $St_{\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

c) Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement : (Art.A.6.1,3/BAEL91)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{33,41 \times 10}{0,9 \times 16,2 \times 18,84} = 1,21 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$.

$$\tau_{se} = 1,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}.$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Vérification de l'effort tranchant : (Art.A.5.1,211/BAEL91)

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{33,41 \times 10}{100 \times 16,2} = 0,20 \text{ MPa.}$$

La fissuration est peu nuisible. Donc : $\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ cm}$

$$\tau_u = 0,20 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D'où : le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales sont pas nécessaires.

e) Encrage des barres : (Art.A.6.1,21/BAEL91)

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

La longueur de scellement droit : (Art.A.6.1,23/BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Les armatures doivent comportées des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$$l \geq 0,4 \times l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis :

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 100 \times 16,2 \times 10^{-1}}{1,5} = 972 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 33,41 \text{ KN} < \bar{T}_u = 975 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales des appuis :

$$\text{Il faut avoir : } A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] = \frac{1,15}{40} \times \left[33,41 + \frac{-23,75 \times 10^2}{0,9 \times 16} \right] = -3,72 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 5,65 \text{ cm}^2 > -3,72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

IV.4.1.6. Les vérifications à l'E.L.S :

a) Calcul des efforts internes à l'E.L.S :

Calcul des réactions d'appuis : après le calcul on obtient les valeurs suivantes :

$$R_A = 41,7 \text{ kN et } R_B = 12,12 \text{ kN}$$

Remarque :

IV- Etude des éléments non structuraux

Pour tenir compte des semi encastremets aux extrémités, on porte une correction des moments à l'aide des coefficients réducteurs :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 \times Mu^{\max} = -0,3 \times 8,83 = -2,64 \text{ KN.m}$

- En travée : $M_{ut} = 0,85 \times Mu^{\max} = 0,85 \times 8,83 = 7,50 \text{ KN.m}$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

➤ Diagramme des efforts internes à l'E.L.S :

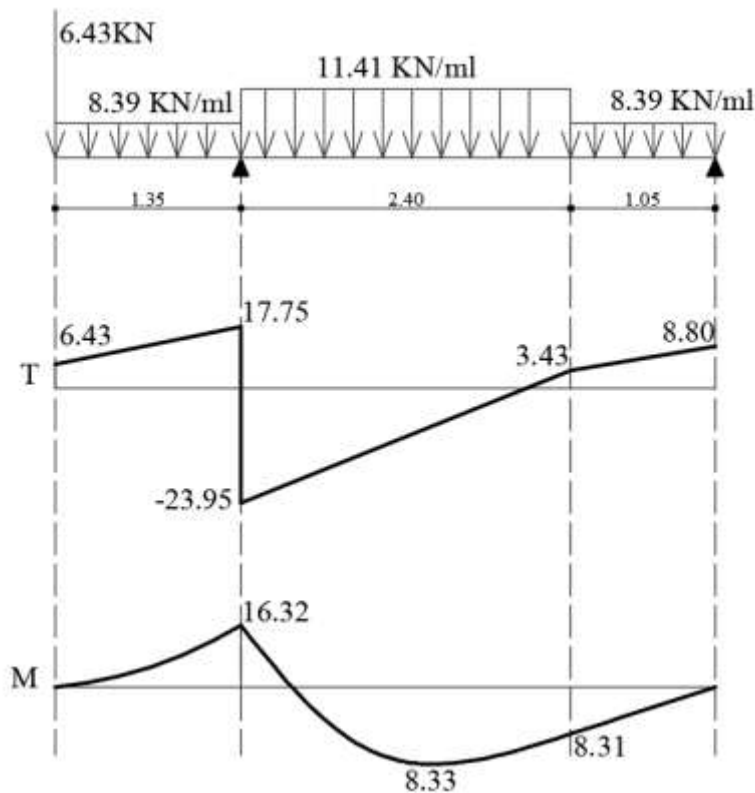


Figure IV-9. Diagramme des moments fléchissant et des Efforts tranchants à l'E.L.S.

b) Etat limite d'ouverture des fissures :

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

e) Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

- En travée :

$$M_{t^{\text{ser}}} = 7,50 \text{ kN.m}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 84,75 y - 1372,95 \rightarrow y = 4.46$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta As(d - y)^2 = \frac{100 \times 4.46^3}{3} + (15 \times 5,65) \times (16,2 - 4,46)^2$$

$$I = 14638,10$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé :

□ □

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{7,50 \times 10^3}{14638,10} \times 4,46 = 2,28 MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_b = 2,28 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa ; \text{condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

1- Appui A : $M_a^{ser} = 16,32 MPa$

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15As(d - y) = 50y^2 + 84,75y - 1372,95 \rightarrow y = 4.46$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta As(d - y)^2 = \frac{100 \times 4.46^3}{3} + (15 \times 5,65) \times (16,2 - 4,46)^2$$

$$I = 14638,10$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{16,32 \times 10^3}{14638,10} \times 4,46 = 4,97 MPa$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_b = 4,97 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa ; \text{condition vérifiée}$$

2- Appui B : $M_a^{ser} = 2,64 MPa$.

En travée :

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15As(d - y) = 50y^2 + 84,75y - 1372,95 \rightarrow y = 4.46$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta As(d - y)^2 = \frac{100 \times 4.46^3}{3} + (15 \times 5.65) \times (16.2 - 4.46)^2$$

$$I = 14638,10$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2.64 \times 10^3}{14638,10} \times 4.46 = 0,80 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 0,6\bar{f}_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_b = 0,80 < \sigma_{bc} \equiv 15 MPa ; \text{condition vérifiée}$$

f) Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{max} \times l^2}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 0,96 cm.$$

$$q_{max} = \max(q_{vs}, q_{ps}) = 11,41 \text{ KN /ml.}$$

Avec :

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{t28}} = 10819 MPa.$$

I_0 : le moment d'inertie de la section homogène.

-Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx'}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15At \times d}{b \times h + 15At} = \frac{50 \times 18^2 + 15 \times 5.65 \times 16.2}{100 \times 18 + 15 \times 5.56} = 9,32 cm.$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,32 = 8,68 cm.$$

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15At(V_2 - c)^2 = 52021,15 cm^4$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{11,41 \times 480^2 \times 10^3}{10819 \times 52021,15} = 0,06 cm < \bar{f} = 0,96 cm \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

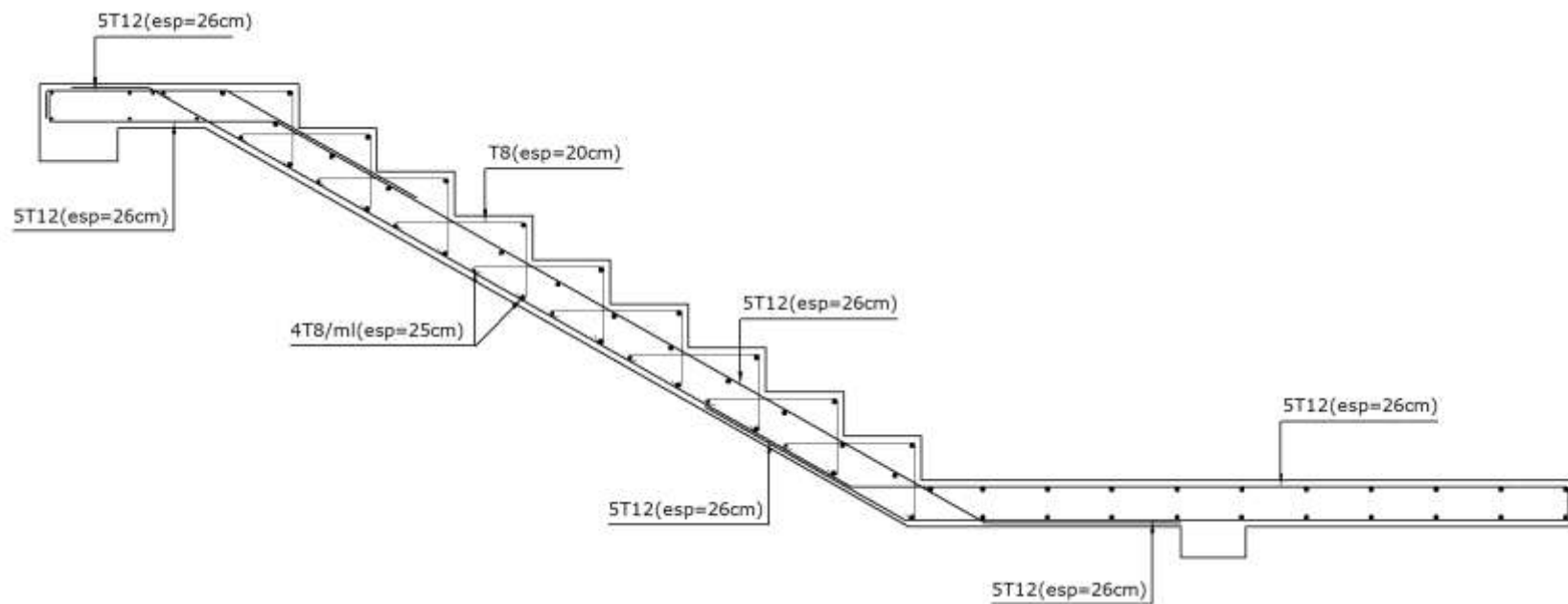


Figure IV-10. Ferrailage de l'escalier d'étage courant.

IV.4.2. Calcul de la poutre palière

IV.4.2.1. Dimensionnement :

- Hauteur :

La hauteur de la poutre est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{l_{\max}}{10}$$

Avec :

L_{\max} : la longueur libre de la poutre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur de la poutre.

$$L_{\max} = 3,75 \text{ m.} \Rightarrow \frac{375}{15} \leq h_t \leq \frac{375}{10} \Rightarrow 25 \leq h_t \leq 37,5 \text{ cm.}$$

Compte tenu des exigences du RPA (Art.7.5.1), on prend $h_t = 35 \text{ cm}$.

- Largeur :

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \quad \text{D'où : } 14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm.}$$

D'après les exigences du RPA, on prend $b = 30 \text{ cm}$.

Donc la poutre palière a pour dimensions : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

a) Détermination des charges :

Poids propre de la poutre : $G = 0,30 \times 0,35 \times 25 = 2,63 \text{ KN / ml}$.

Effort tranchant à l'appui : à l'ELU $T_u = 58,90 \text{ KN}$.

à l'ELS $T_s = 41,70 \text{ KN}$.

b) Combinaison des charges :

$$\text{ELU } q_u = 1,35G + \frac{2T_u}{L} = 1,35 \times 2,63 + \frac{2 \times 58,90}{3,75} = 34,96 \text{ KN / ml.}$$

$$\text{ELS } q_s = 1,35G + \frac{2T_s}{L} = 1,35 \times 2,63 + \frac{2 \times 41,70}{3,75} = 25,79 \text{ KN / ml.}$$

IV.4.2.2. Calcul des efforts à l'ELU :

- Le moment isostatique :

$$M_{0u} = M_u^{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{34,96 \times 3,75^2}{8} = 61,33 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant :

$$T_u = T_u^{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{34,96 \times 3,45}{2} = 60,30 \text{ KN.}$$

En compte tenu de l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_a = -0,3 \times M_u^{\max} = -0,3 \times 61,33 = -18,40 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times M_u^{\max} = 0,85 \times 61,33 = 52,13 \text{ KN.}$$

Les résultats ainsi trouvés sont mentionnés dans le diagramme suivant :

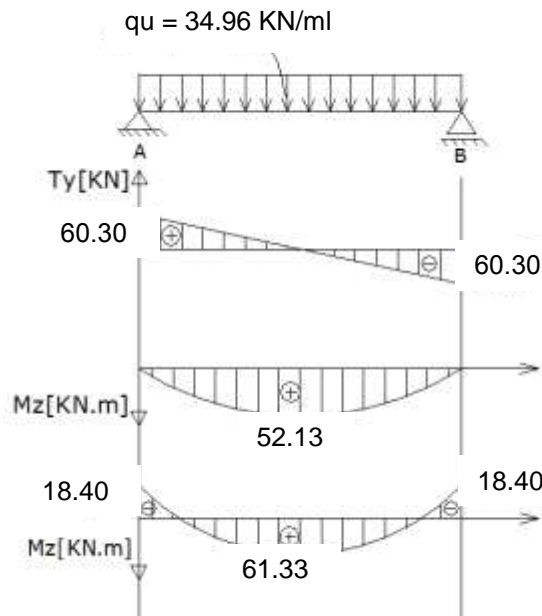


Figure IV-11. Diagramme des moments fléchissant et des Efforts tranchants à l'E.L.U.

IV.4.2.3. Calcul des armatures :

- En travée :

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{52,13 \times 10^2}{30 \times 31,5^2 \times 1,42} = 0,123 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A ; } A' = 0$$

$$\mu_U = 0,123 \Rightarrow \beta = 0,931$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{52,13 \times 10^2}{0,931 \times 31,5 \times 34,8} = 5,10 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$.

- Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{18,40 \times 10^2}{30 \times 31,5^2 \times 1,42} = 0,04 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A ; } A' = 0$$

$$\mu_U = 0,04 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{18,40 \times 10^2}{0,980 \times 31,5 \times 34,8} = 1,71 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_a = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$.

IV.4.2.4. Vérifications à l'E.L.U :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 < (A_t, A_a) \Rightarrow$ Condition vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant : (Art.A.5.1,211/BAEL91)

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{60,30 \times 10}{30 \times 31,5} = 0,63 \text{ MPa}.$$

La fissuration est peu nuisible.

Donc : $\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ cm}$

$\tau_u = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition vérifiée

c) Vérification de la contrainte d'adhérence d'entraînement : (Art.A.6.1,3/BAEL91)

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}.$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{60,30 \times 10}{0,9 \times 31,5 \times 18,84} = 1,12 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum u_i = \sum n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}.$

$\tau_{se} = 1,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}.$

Donc pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

d) Encrage des barres : (Art.A.6.1,21/BAEL91)

$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}.$

La longueur de scellement droit : (Art.A.6.1,23/BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

Vu que "ls" est grande alors les armatures doivent comporter des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochet est :

$l \geq 0,4 \times l_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm}.$

e) Influence de l'effort tranchant sur le béton aux voisinages des appuis :

$$\bar{T}_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times b \times d}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 30 \times 31,5 \times 10^{-1}}{1,5} = 567 \text{ KN}.$$

$$T_u^{\max} = 60,60 \text{ KN} < \bar{T}_u = 567 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Les armatures transversales :** (Art.A.4.2.3/BAEL91)

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right\} = \min \{10; 30; 12\} = 8,57 \text{ mm.}$$

On choisit un diamètre de (8mm).

Donc on adopte \rightarrow (1cadre + 1étrier) de 2HA8 = 1,01 cm²

- l'espacement des barres doit être : $St \leq \min \{15\phi_p; 40 \text{ cm}; b + 10\} = \min \{18; 40; 45\} = 18 \text{ cm.}$

- En zone nodale : $St \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_p \right\} = \min \left\{ \frac{35}{4}; 12 \times 1,2 \right\} = 8,75 \text{ cm.}$ (Art.7.5.2.2/R.P.A.2003)

- En zone courante (travée) : $St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm.}$

- le R.P.A. modifié 2003 exige que la quantité minimale d'armatures transversales est de:

$$At = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 8,75 \times 30 = 0,79 \text{ cm}^2 < 1,01 \text{ cm}^2$$

IV.4.2.5. Vérifications à l'E.L.S :

$q_s = 25,79 \text{ KN/ml.}$

$$\text{Moment isostatique : } M_{0s} = M_s^{\max} = \frac{25,79 \times 3,75^2}{8} = 45,33 \text{ KN.m}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_s = T_s^{\max} = \frac{25,79 \times 3,75}{2} = 48,35 \text{ KN.}$$

Considérant l'effet du semi encastrement, les moments corrigés sont :

$$\text{Sur appuis : } M_{s_a} = -0,3 \times M_s^{\max} = -0,3 \times 45,33 = -13,60 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_{s_t} = 0,85 \times M_s^{\max} = 0,85 \times 45,33 = 36,26 \text{ KN.}$$

• **La vérification des contraintes dans le béton et l'acier :**

1- Etat limite de compression du béton :

- **En travée :** $M_t^{\text{ser}} = 36,26 \text{ KN.m}$

En travée :

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

$$\frac{b}{2} y^2 - 15As(d - y) = 50y^2 + 84,75y - 2269,62 \rightarrow y = 8,20$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta As(d - y)^2 = \frac{100 \times 8,20^3}{3} + (15 \times 5,65) \times (31,5 - 8,20)^2$$

$$I=64388,86$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{36,26 \times 10^3}{64388,86} \times 8,32 = 4,68 MPa$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_b = 4,68 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa ; \text{condition vérifiée}$$

- Aux appuis : $M_a^{ser} = 13,60 MPa$

En travée :

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

$$\frac{b}{2}y^2 - 15As(d - y) = 50y^2 + 50,85y - 1601,77 \rightarrow y = 6.19$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta As(d - y)^2 = \frac{100 \times 6.19^3}{3} + (15 \times 3,39) \times (31,5 - 6,19)^2$$

$$I = 40480,20$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2,64 \times 10^3}{14638,10} \times 4,46 = 0,80 MPa$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_b = 0,80 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa ; \text{condition vérifiée}$$

f) Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{max} \times l^2}{E_v \times I_0} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{480}{500} = 0,96 cm.$$

$$q_{max} = \max(q_{vs}, q_{ps}) = 11,41 \text{ KN /ml.}$$

Avec :

$$E_v = 3700 \sqrt{f_{t28}} = 10819 MPa.$$

I_0 : le moment d'inertie de la section homogène.

-Position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S /_{xx'}}{B_0} = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15At \times d}{b \times h + 15At} = \frac{50 \times 18^2 + 15 \times 5,65 \times 16,2}{100 \times 18 + 15 \times 5,65} = 9,32 cm.$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9,32 = 8,68 cm.$$

$$I_0 = \left(V_1^3 + V_2^3 \right) \frac{b}{3} + 15At(V_2 - c)^2 = 52021,15 cm^4$$

IV- Etude des éléments non structuraux

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{11,41 \times 480^2 \times 10^3}{10819 \times 52021,15} = 0,06 \text{ cm} < \bar{f} = 0,96 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'E.L.U sont suffisantes.

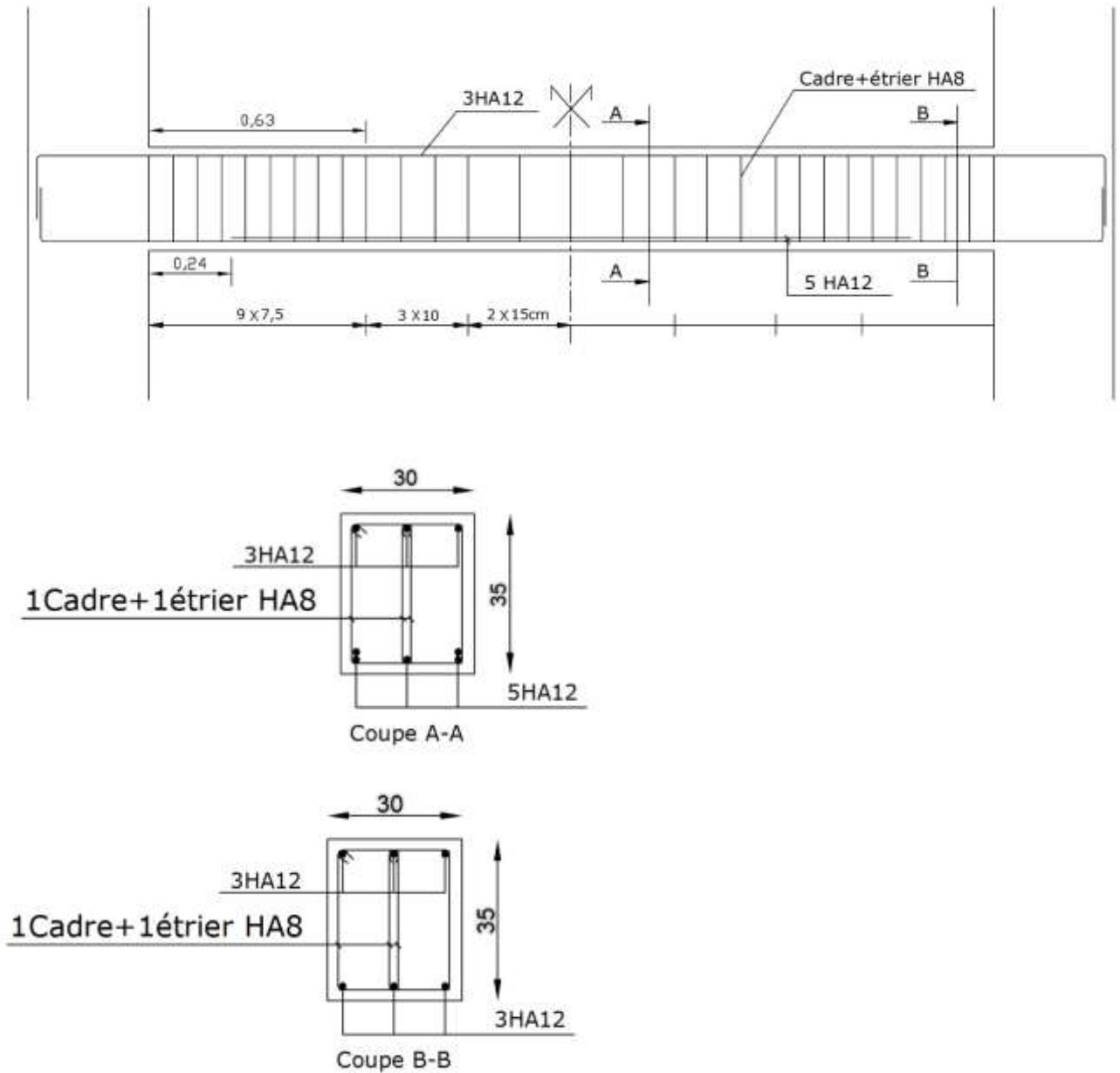


Figure IV-12. Ferrailage de la poutre palière.

IV.4 L'ascenseur

IV.4.1 Introduction

Un ascenseur est un appareil mécanique conçu pour le but d'assurer une circulation verticale plus aisée que l'utilisation des escaliers, il est exigé pour les bâtis ayant une hauteur au-delà de cinq étages.

Son implantation est généralement faite coté-a-coté avec les escaliers en une seule entité ce qui rend le dégagement vers les différents niveaux plus praticable.

L'ascenseur est constitué de deux entités distinctes ; la première sert à une cabine métallique qui se déplace suivant des glissières verticales sur le long de l'immeuble ; dans laquelle les personnes et les charges sont déplacées, la deuxième entité est un contrepoids ayant le rôle de compenser le poids de la cabine et cela pour qu'un système mécanique (électrique ou vérin hydraulique) ne fournira que l'effort nécessaire pour lever les surcharges

IV.4.2 Etude de l'ascenseur :

On a opté pour l'utilisation d'un ascenseur de taille moyenne de dimensions suivantes:

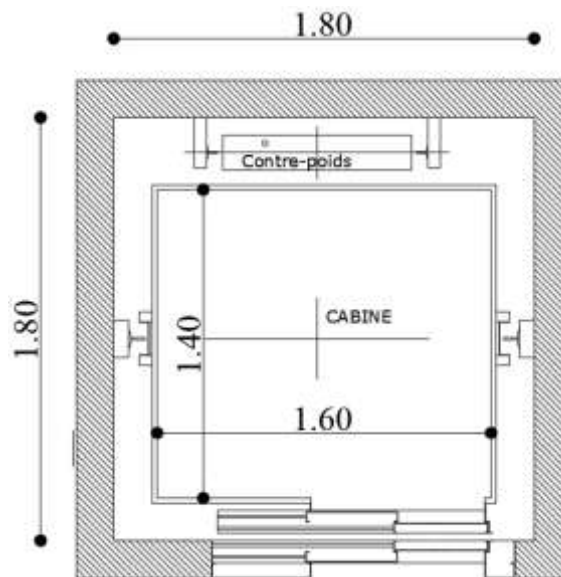


Figure IV-13. Vue en plan de l'ascenseur.

- Une largeur de la cabine : 1,6m
- Une longueur de la cabine: 1,4 m
- Une hauteur de cabine de : 2,2m
- Une largeur libre de passage de : 1.2m
- Une hauteur libre de passage de : 2m
- Une hauteur de course de : 22.44 m

IV- Etude des éléments non structuraux

- Une surface latérale $S = 2 \times (1,6 + 1,4) \times 2,2 = 13,20 \text{ m}^2$
- Epaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $H = 16 \text{ cm}$

Ayant ainsi les caractéristiques suivantes:

Cabine et contre poids aux extrémités d'un câble en acier porté dans les gorges d'une poulie lié à un levier électrique.

- P_m « poids mort » : Le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : surcharges dans la cabine
- P_p : Le poids de contreponds tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$
- Une charge nominale de 675 kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m^2 . D'après la norme (NFP82-201), dimensionnés selon le (NFP82-22).

a) Le poids mort

Tableau IV.4.1 les poids.

Poids de la cabines $= (2 \times 1,6 + 1,4) \times 2,2 = 9,24 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 10,12 \times 1,6 = 186,20 \text{ kg}$
Poids de plancher $s = 1,80 \times 2,00 = 3,6 \text{ m}^2$	$M_2 = 110 \times 3,2 = 352 \text{ kg}$
Poids de toit	$M_3 = 20 \times 3,2 = 64 \text{ kg}$
Poids de l'arcade	$M_4 = 60 + (80 \times 1,6) = 188 \text{ kg}$
Poids de parachute	$M_5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids de poulies de mouflage	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de cabine	$M_8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

– Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1090,76 \text{ kg}$

– Le contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1090,76 + \frac{675}{2} = 1427,76 \text{ kg}$

b) Calcul de la charge de rupture

Selon le (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10. on prend Pour notre cas $C_s = 12$. à titre créance.

Le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre de poulie et d : diamètre du câble) est au moins de 40

qu'elle que soit le nombre des tirons , Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 550 \text{ mm} \Rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$

On a : $C_r = C_s \times M$ ————— (1)

Avec :

C_s : coefficient de sécurité du câble.

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statique nominale portée par la nappe.

$$M = Q + P_m + M_g \quad \text{---(2)---}$$

dont : M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ ($M_g \ll Q + P_m$) $\Rightarrow M = Q + P$

on aura donc : $C_r = C_s \times M = C_s \cdot (Q + P) = 12(675 + 1090,76) = 21189 \text{ kg}$

Celle-ci est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0,85 » :

$$\Rightarrow Cr = 21189 / 0,85 = 24928,23 \text{ kg.}$$

La charge de rupture pour « n » câble est donc : $Cr = Cr (1 \text{ câble}) \times m \times n$

Avec:

m : type de mouflage (2brins, 3brins,.....)

n : nombre des câble

pour un câble de $d = 12,22 \text{ mm}$ et $m = 2$ on à : $Cr(1 \text{ câble}) = 8152 \text{ kg}$

$$n = Cr / (Cr(1 \text{ cable}) \times m) = 24928,23 / (8152 \times 2) = 1.52 \text{ soit } n = 2 \text{ câbles.}$$

Vu qu'on est sensé de compenser les efforts de tension des câble; Le nombre de câble doit être un nombre pair.

c) Le poids des câbles (M_g)

$$M_g = m \cdot n \cdot l$$

m : la masse linéaire du câble : $m = 0,515 \text{ kg}$

L : Longueur du câble $L = 51 \text{ m}$

n : nombre des câbles $n = 2$

$$M_g = m \cdot n \cdot l = 0,515 \times 2 \times 51 = 52,23 \text{ kg}$$

$$(2) M = Q + P_m + M_g = 675 + 1090,76 + 52,53 = 1818,29 \text{ kg}$$

Vérifications de C_r :

$$Cr = C_s \cdot M \Rightarrow C_s = \frac{Cr}{M} \Rightarrow \frac{24928,23}{1818,29} = 13.70 > 12 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Calcul de la charger permanente total G :

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + M_g$$

Le poids de (treuil+le moteur) : $P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$

La charge permanente totale : $G=1090,76+1427,7 +1200+52,23 =3770,69\text{kg}$

Les surcharges : $Q=675\text{kg}$

$Q_u=1,35G +1,5Q = 6102.93 \text{ kg.}$

IV.4.3 Vérification de dalle au poinçonnement

Cette vérification est incontournable car l'appui du moteur (supposé appuyé sur 04 points) applique une force concentrée sur la dalle de l'ascenseur ce qui engendre un risque de poinçonnement.

La charge totale ultime : $q_u= 6102.93 \text{ kg}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

soit : q_0 la charge appliquée sur chaque appui, alors:

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6102.93}{4} = 1525,73 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 : la condition de non poinçonnement à vérifier est définie tel que :

$$q_0 \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 16 \text{ cm}$$

$$U = a + h_0 = (10 + 16) = 26 \text{ cm}$$

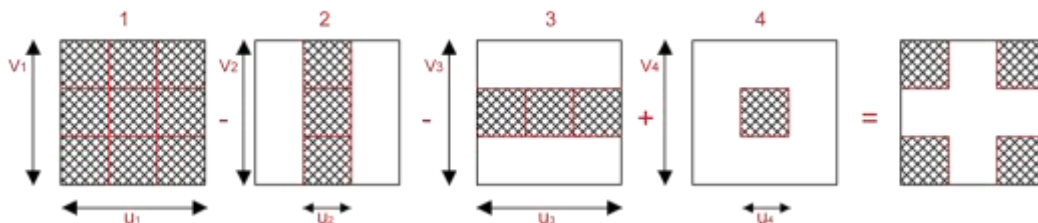
$$V = b + h_0 = (10 + 16) = 26 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(26 + 26) = 104 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow 0,045 \times 104 \times 16 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 12480 > q_0 = 1525,73 \text{ kg}$$

Ce résultat est interprété en absence d'un risque de poinçonnement.

IV.4.4 Evaluation des moments dus aux charges concentrées



IV.4.5 Distances des rectangles :

Rectangle 1

$$\begin{cases} u = 1.4m \\ v = 1.4m \end{cases}$$

Rectangle 2

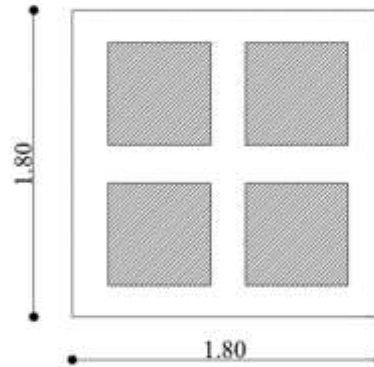
$$\begin{cases} u = 0.88m \\ v = 1.4m \end{cases}$$

Rectangle 3

$$\begin{cases} u = 1.4m \\ v = 0.88m \end{cases}$$

Rectangle 4

$$\begin{cases} u = 0.88m \\ v = 0.88m \end{cases}$$



IV.4.6 Les moments suivant les deux directions

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec ν : coefficient de Poisson.

À L'E L U ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P' \cdot S$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26) cm² est :

$$P' = \frac{q_0}{u \cdot v} = \frac{1525,73}{0,26 \times 0,26} = 22569,79 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3,4 sont résumés dans Tableau Ci-dessus : **Lx=1,80 m; Ly=1,80m**

Tableau IV-2. Les résultats des moments isostatiques

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M_x (Kg.m)	M_y (Kg.m)
1	0,77	0,77	0,079	0,018	1,96	22569,97	44237,14	3494,73	796,76
2	0,48	0,77	0,095	0,02	1,23	22569,97	27761,06	2637,29	555,22
3	0,77	0,48	0,091	0,029	1,23	22569,97	27761,06	2526,25	805,07
4	0,48	0,48	0,13	0,035	0,77	22569,97	17378,87	2259,18	608,26

IV.4.7 Les moments dus aux charges concentrées

$$M_x = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 590.37 \text{ kg.m}$$

$$M_y = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 44,73 \text{ kg.m}$$

IV.4.8 Moments dus aux charges réparties (poids propre de la dalle)

a) Chargement

$$L_x = 1,8 \text{ m}$$

$$L_y = 1,8 \text{ m}$$

$$h_0 = 16 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0,16 \times 2500 = 400 \text{ kg/m}$$

$$\text{Charges d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg/m}$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 690 \text{ kg/m}$$

b) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,8}{1,8} = 1 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,90 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,037 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 82,71 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = 82,71 \text{ kg.m} \end{cases}$$

c) Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 590,37 + 82,71 = 673,06 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 44,73 + 82,71 = 127,44 \text{ kg.m}$$

IV.4.9 Moments retenus:

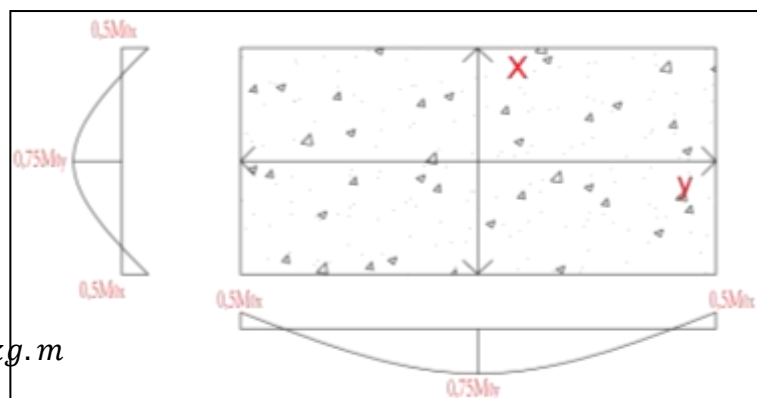
a-En travée:

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 504,795 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 95,58 \text{ kg.m}$$

b- Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 336,53 \text{ kg.m}$$



IV.4.10 Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 100 \text{ cm}$

- Hauteur de la section : $h = 16 \text{ cm}$
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ Mpa}$, $\delta_s = 348 \text{ Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$, $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$
- Contrainte limite de traction du béton: $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable

En travée :

Sens l_x :

Le moment ultime : $M_{tx} = 5047,90 \text{ N.m}$

Le moment réduit $\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{5047,90}{100 \cdot 14,4^2 \cdot 14,17} = 0,017 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$

$\mu = 0,017 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,991$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{5047,90}{0,9945 \cdot 14,4 \cdot 348} = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens l_y :

Le moment ultime : $M_{ty} = 955,8 \text{ N.m}$

Le moment réduit $\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{955,8}{100 \cdot 14,4^2 \cdot 14,17} = 0,003 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$

$\mu = 0,003 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9985$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_y} = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{955,8}{0,9985 \cdot 14,4 \cdot 348} = 0,19 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sur appui:

Le moment ultime :

$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 3365,3 \text{ N.m}$

$\mu = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{3365,3}{100 \cdot (14,4^2) \cdot 14,17} = 0,011 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\lambda} = 0$

$\mu = 0,011 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9945$

La section d'acier (A_{s_x}): $A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{3365,3}{0,9945 \cdot 14,4 \cdot 348} = 0,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$

IV.4.11 Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 16 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquer la formule suivante :

Sens l_y :

$$A_{y_{min}} = 8 \cdot h_0 = 8 \cdot 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/ml$$

$$\begin{cases} At_y = 1,01 \text{ cm}^2/ml < A_{y_{min}} = 1,2 \rightarrow At_y = A_{y_{min}} = 1,20 \text{ cm}^2/ml \\ Aa_y = 0,67 \text{ cm}^2/ml < A_{y_{min}} = 1,2 \rightarrow Aa_y = A_{y_{min}} = 1,20 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

Sens l_x :

$$A_{x_{min}} = A_{y_{min}} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,91}{2} \right) = 1,20 \text{ cm}^2/ml$$

$$\begin{cases} At_x = 0,19 \text{ cm}^2/ml < A_{x_{min}} = 1,20 \rightarrow At_x = A_{x_{min}} = 1,20 \text{ cm}^2/ml \\ Aa_x = 0,67 \text{ cm}^2/ml < A_{x_{min}} = 1,20 \rightarrow Aa_x = A_{x_{min}} = 1,20 \text{ cm}^2/ml \end{cases}$$

IV.4.12 Choix des aciers :

Le diamètre : $h_0 = 16 \text{ cm} = 160 \text{ mm}$

On a : $\emptyset \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \emptyset \leq 16 \text{ mm}$.

a) En travée:

Sens L_x :

$$\begin{cases} At_x = 1,01 \text{ cm}^2/ml \\ St_x \leq \min(2h_0, 25 \text{ cm}) \\ St_x \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 4T8 \text{ p.m} = 2,01 \text{ cm}^2/ml \\ St_x = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens L_y :

$$\begin{cases} At_y = 0,19 \text{ cm}^2/ml \\ St_y \leq \min(4h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_y \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 4T8 \text{ p.m} = 2,01 \text{ cm}^2/ml \\ St_y = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} Aa = 0,67 \text{ cm}^2/ml \\ St \leq 25 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow \begin{cases} 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/ml \\ St = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

IV.4.13 Nécessité de disposer des armatures transversales

On note toutefois les critères suivants :

1. La dalle est bétonnée sans reprise
2. $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Avec : $\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d}$; $et \bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0,13 f_{c28}; 5Mpa)$

$V_{utot} = \{V_x + V_v ; \text{Sens } L_x$

$V_{utot} = \{V_y + V_u ; \text{Sens } L_y$

On calcule V_x et V_y : (efforts tranchants dus aux charges réparties):

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x > V_y \\ V_y = q_u \frac{L_y}{3} \end{cases}$$

$V_x = 6102,93 \times \frac{1,8}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 3661,75 \text{ N} = 3,66 \text{ KN}$

$V_y = 6102,93 \times \frac{1,80}{3} = 3661,75 \text{ N} = 3,66 \text{ KN}$

$V_x > V_y$

On calcule V_v et V_u (efforts tranchants dus aux charges localisées):

$V_v = \frac{q_0}{2u + v} = \frac{1524,57}{2 \times 26 + 26} = 19,54 \text{ KN}$

$(V_u = \frac{q_0}{3 \cdot u} \leq V_v) \Leftrightarrow \frac{1524,57}{3 \cdot 26} = 19,54 \text{ KN}$

$(u = v = 26 \text{ cm}) \Rightarrow V_u = V_v = 19,54 \text{ KN}$

L'effort total V_{tot} :

Sens l_x : $V_{tot} = V_x + V_v = 3,66 + 19,54 = 23,22 \text{ KN}$

Sens l_y : $V_{tot} = V_y + V_u = 3,66 + 19,54 = 23,22 \text{ KN}$

Donc : $V_{tot} = \max(V_{totx} ; V_{toty}) = 23,47 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{V_{tot}}{b.d} = \frac{23,22 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0,161 \text{ Mpa}$

$h_0 = 16 \text{ cm}$

$\tau < \bar{\tau}_u = \frac{10 \times 0,16}{3} \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 1,73$

donc : $\tau < \bar{\tau}_u$ condition vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.4.13 Les vérifications à L'E.L.S

IV.4.13.1 Calcul des sollicitations à L'E.L.S

- Charge localisée :

$$M_{0x} = (M_1 + vM_2)P'_{ser}$$

$$M_{0y} = (M_2 + vM_1)P'_{ser} \text{ Avec } v = 0,2(E.L.S)$$

$$P'_{ser} = q'_{ser} \cdot S' = \frac{P_{aser}}{u \cdot v} \cdot S'$$

$$q_{ser} = \frac{P_{aser}}{u \cdot v}; P_{aser} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4} = 1111,42 \text{ kg}$$

$$\text{Donc : } q_{ser} = \frac{1111,42}{0,26^2} = 16441,12 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser} = 16441,12 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1, 2,3, 4 sont résumés dans le tableau ci-dessus :

Tableau IV-3. Les résultats des moments isostatiques

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	S'(m ²)	P' _{ser} =q _{ser} .S	M _{0x} (kg.m)	M _{0y} (kg.m)
1	0,77	0,77	0,079	0,018	1,96	32224,60	2661,75	1089,19
2	0,48	0,77	0,095	0,020	1,23	20222,57	2002,03	788,69
3	0,77	0,48	0,091	0,029	1,23	20222,57	1957,54	954,50
4	0,48	0,48	0,130	0,235	0,77	12659,66	1734,37	772,23

IV.4.13.2 Moment dû aux charges localisées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 436,55 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 118,24 \text{ kg.m}$$

**IV.4.13.3 Moment dû aux charges réparties (Poids propre)
Chargement**

$$L_x = 1,80 \text{ et } L_y = 1,8 \text{ et}$$

$$G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg/m}^2 ;$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{ser} = 100 + 375 = 475 \text{ kg/m}^2$$

IV.4.13.4 Moment dû aux charges réparties (E.L.S)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

$$\alpha = 1 ; E.L.S \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,037 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

Donc

$$M_{0xr} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 = 0,037 \times 475 \times 1,8^2 = 56,94 \text{ kg/m}$$

$$M_{0yr} = \mu_y \cdot M_{0xr} = 1 \times 56,94 = 175,18 \text{ kg/m}$$

IV.4.13.5 Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact du rectangle

$$M_{0x} = M_{0xC} + M_{0xr} = 436,55 + 56,94 = 493,49 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{0y} = M_{0yC} + M_{0yr} = 118,24 + 56,94 = 175,18 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

a) Les moments retenus

En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,75 \times 493,49 = 256,53 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,75 \times 175,18 = 131,38 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_{0x} = 246,74 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

b) Vérification des contraintes dans le béton

Suivant L_x :

En travée :

$$M_{tx} = 3701,1 \text{ N} \cdot \text{m} \quad ; \quad A_t = 2,01 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} ; A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s(y - d) = 0$$

$$0naA_s = 0 \quad ; \quad etn = 15$$

D'où

$$50y^2 + 47,95y - 635,85 = 0$$

$$\text{Donc : } y = 3,05 \text{ cm}$$

b) Calcul du moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + 15 A_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 3,05^3 / 3 + 15 \times 2,01(13,5 - 3,05)^2$$

$$I = 4238,20 \text{ cm}^4$$

c) La contrainte dans le béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{ser} / I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \frac{3701,1}{4238,20} \times 3,05 = 2,66 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton σ_{bc} :

$$\overline{\delta}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors :

$$\delta_{bc} = 2,66 \text{ Mpa} < \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{—————} \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U, ça nous convient.

Sur appuis :

$$M_{app} = 2467,4 \text{ N.m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad , \hat{A} = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 3,05 \text{ cm}$$

Moment d'inertie (I):

$$I = 6089,19 \text{ cm}^4$$

b) La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{app}/I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{2467,4}{6089,19} \cdot 3,05 \right) = 1,23 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma_{bc}}$:

$$\overline{\delta_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors

$$\delta_{bc} = 1,23 \text{ Mpa} < \overline{\delta_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{—————} \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

Suivant L_y :

En travée :

$$M_{t_y} = 1313,8 \text{ N.m} ; A_t = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \hat{A} = 0$$

a) Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + n\hat{A}_s(y - d) = 0$$

On à $\hat{A}_s = 0$; et $n = 15$

Donc : $y = 3,05 \text{ cm}$

b) Calcul du moment d'inertie :

$$I = by^3/3 + 15 A_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \times 3,05^3 / 3 + 15 \times 2,01(13,5 - 3,05)^2$$

$$I = 4238,20 \text{ cm}^4$$

c) La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = \left(\frac{1313,8}{4238,20} \cdot 3,05 \right) = 1 \text{ Mpa}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

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

Alors $\sigma_{bc} = 1 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ vérifiée \rightarrow

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables

IV.4.14 Disposition du ferrailage :

IV.4.14.1 Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct,

On a : $f_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$,

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 1,0 = 40 \text{ cm},$$

IV.4.14.2 Cas des charges uniformes :

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci

IV.4.14.3 Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max \left(L_s ; \frac{1}{4} \left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}} \right) L_x \right) = \max(32 \text{ cm} ; 36 \text{ cm}) = 36 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max \left(L_s ; \frac{L_1}{2} \right) = \max(32 \text{ cm} ; 18 \text{ cm}) = 32 \text{ cm}$$

IV.4.14.4 Arrêt des barres en travée dans les deux sens

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{180}{10} = 18 \text{ cm}$$

IV.4.14.5 Armatures finales

a) Suivant L_x : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit 4T10 /ml avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{ml} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

b) Suivant L_y : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ soit 4T10 /ml avec $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_a = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ soit } 4\text{T}10 / \text{ml} \text{ avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

IV.4.15 Voile de la cage d'ascenseur

D'après le RPA 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $e_p \geq 15 \text{ cm}$, (voir le prédimensionnement des éléments non structure (chapitre 02), on adopte une épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$,

IV- Etude des éléments non structuraux

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2,00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 5T10 / ml soit : $A_{adop} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

- Ferrailage du voile et dalle d'ascenseur

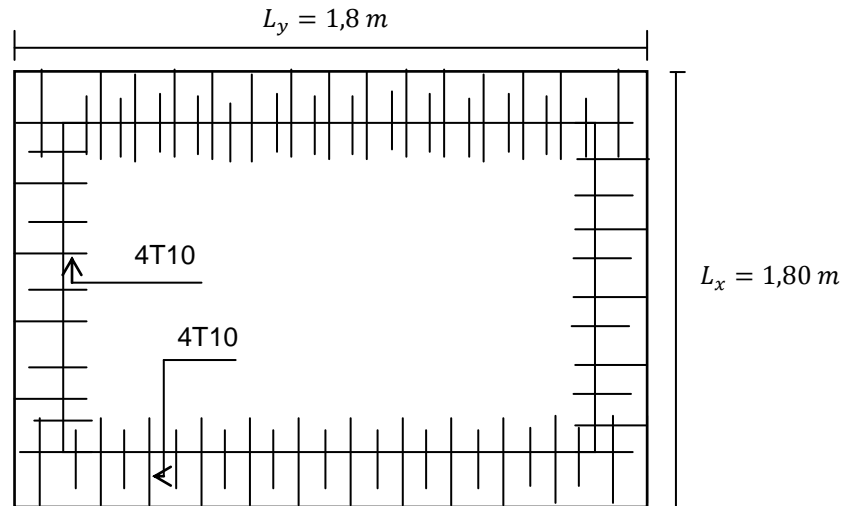


Figure IV-14. Ferrailage Supérieur de la dalle de l'ascenseur

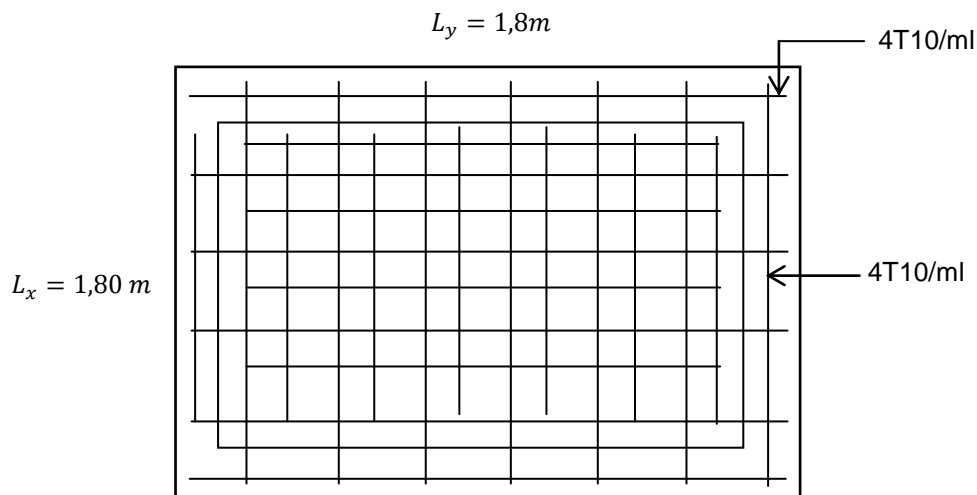


Figure IV-15. Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

Conclusion

Le calcul des éléments non structuraux est indispensable dans les étapes de calcul d'une structure, en effet la négligence de ces derniers est la cause de plusieurs désordres enregistrés, pour cela il faut donner aussi une importance lors de la réalisations sur chantier.

Chapitre V:

Etude sismique

V.1.Généralités sur les séismes:

Les tremblements de terre, sont très fréquents : chaque année sur la terre, il se produit en moyenne un million de séismes soit environ deux par minute. Certains sont violents et peuvent avoir des conséquences dramatiques. Beaucoup sont bénins et seulement perçu par des appareils d'enregistrement très perfectionnés. Tous sont des manifestations brutales de l'activité du globe.

Un tremblement de terre est caractérisé par des secousses plus ou moins violentes dont la durée ne dépasse pas quelques secondes ou quelques minutes. Les secousses violentes peuvent avoir pour conséquence non seulement la destruction ; mais aussi la déformation de voie de chemins de fer, l'apparition de fractures de sol...en quelques secondes des paysages peuvent être modifiés.

Lorsque les secousses se produisent sous la mer le long des côtes, elles propagent dans l'eau et provoquent des raz de marée. Les vagues peuvent atteindre une hauteur de plusieurs dizaines de mètres.

Tous les séismes ont pour origine une rupture brutale de roches se produisant dans un endroit situé entre 01 et 700 Km de profondeur appelé foyer du séisme (donc assez superficiellement par rapport au rayon de la terre). La rupture brutale donne naissance à des vibrations, autrement dit, à des ondes sismiques, celles-ci se propagent sous forme de sphère concentriques comparables aux rides qui naissent à la surface de l'eau de la terre est d'autant plus court que la distance parcourue est plus petite.

On peut mesurer l'intensité d'un séisme en évaluant les dégâts causés aux habitations humaines. L'échelle la plus récente dite M.S.K comporté 12 degrés.

Il est difficile de les prévoir mais on peut diminuer les risques humains en évitant de construire dans les régions réputées dangereuses. Des règles de construction ont été mises au point, préconisant l'usage de matériaux dotés d'une certaine élasticité : béton armé et acier.

Cependant ces normes antisismiques ne sont pas adoptées partout (souvent pour des raisons économiques), d'où les récents séismes meurtriers, comme celui de Boumerdes le 21 mai 2003.

V.2.Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.3.Calcul sismique :

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse :

Analyse statique équivalente : Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

V.3.1. Analyse Modale Spectrale :

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3.2. Méthode du calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « SAP2000V14.2.2 » qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Réponse Spectrum Fonction; Time History Fonction...) Pour notre cas, on a choisie « Réponse Spectrum Fonction » qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

V.3.3. Conditions à vérifier :

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que :

1) la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} :

$$T_{dyn} < 1.3 T_{sta}$$

2) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente :

$$V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

3) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \bar{\delta}_k \text{ avec : } \delta_k = R\delta_{ek}$$

R : Coefficient de comportement

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)

$\bar{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

4) le facteur de participation massique dépasse 90 % : $\sum \bar{\alpha}_i \geq 90\%$:

$$\bar{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le logiciel SAP2000V14.2.2 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation massiques.

V.4.Méthode d'analyse modale spectrale :

V.4.1.Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure.

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

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

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

V.4.2.Spectre de réponse de calcul :

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

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

V.4.3. Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

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

Avec :

- A : Le coefficient d'accélération de zone A est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (I) avec un groupe d'usage 2

Donc $A = 0.10$

- D : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

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

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2) du RPA 2003.

$\xi = 10\%$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0,764$$

T : La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

$h_N = 26.1\text{m}$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003.

$$C_t = 0.05$$

$$\rightarrow T = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 26,1^{3/4} = 0,58 \text{ sec}$$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associée la catégorie du sol :(Tableau 4.7)

On a un sol meuble \Rightarrow site 3 donc : $T_1 = 0.15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0.4 \text{ sec}$

On a : $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0.4 \leq 0,58 \leq 3$

$$\rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.764 \times \left(\frac{0.4}{0,58}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.16$$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Tableau V-1. Facteur de qualité

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

$$Q = 1 + (0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.00 + 0.05 + 0.10) = 1.15$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

$$R = 5$$

V.4.4. Le poids total de la structure :

Tableau V-2. Poids total de la structure

	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
	Ex	LinRespSpec	Max	916.973	5.747	7.148	122.7989	16101.1986	6210.8441
	Ey	LinRespSpec	Max	5.747	1086.853	18.987	19570.9878	274.6595	13121.682
▶	W	Combination		-7.068E-12	3.061E-11	27830.308	190190.0556	-334754.84	4.096E-10

W=27830.31 KN

V.5. Vérification des forces sismiques : ($V_d > 80\% V_{st}$) :

V5.1. Le calcul de la force sismique totale :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0.10 \times 1.16 \times 1.15 \times 27830.31}{5} = 742.51 \text{ kN}$$

Les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de SAP2000V14.2.2 :

Tableau V-3. Valeurs de la force sismique totale

	V_{dx} (KN)	V_{dy} (KN)
Forces sismiques	916.97	1086.85

	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
	Ex	LinRespSpec	Max	916.973	5.747	7.148	122.7989	16101.1986	6210.8441
	Ey	LinRespSpec	Max	5.747	1086.853	18.987	19570.9878	274.6595	13121.682
▶	W	Combination		-7.068E-12	3.061E-11	27830.308	190190.0556	-334754.84	4.096E-10

$V_{dx} = 916.97 \text{ KN} > 80\% V_{st} = 594.008 \text{ KN}$ Condition vérifiée

$V_{dy} = 1086.85 \text{ KN} > 80 \% V_{st} = 594.008\text{KN}$ Condition vérifiée

V.5.2.Vérification de la période fondamentale :

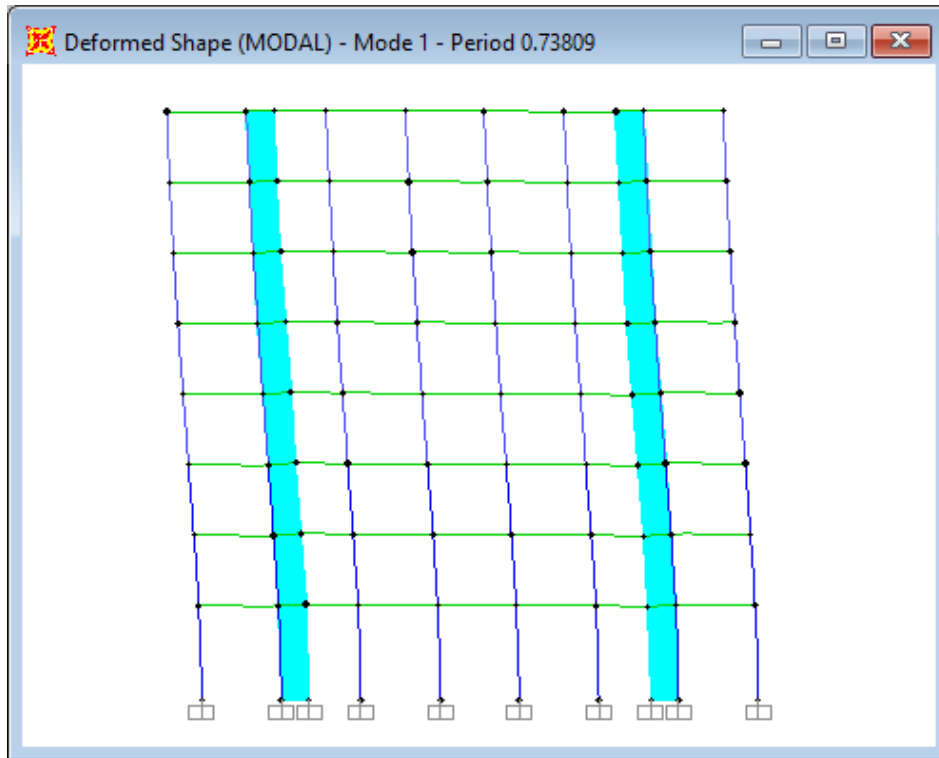


Figure V-1. 1^{er} Mode (Translation SensXX)

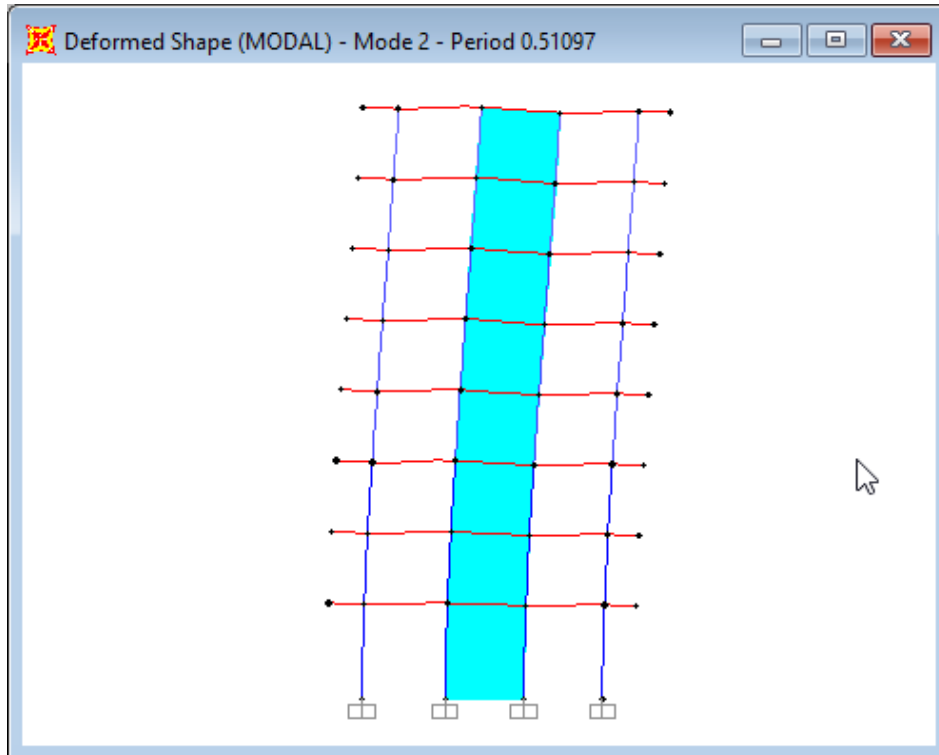


Figure V-2. 2^{ème} Mode (Translation Sens YY)

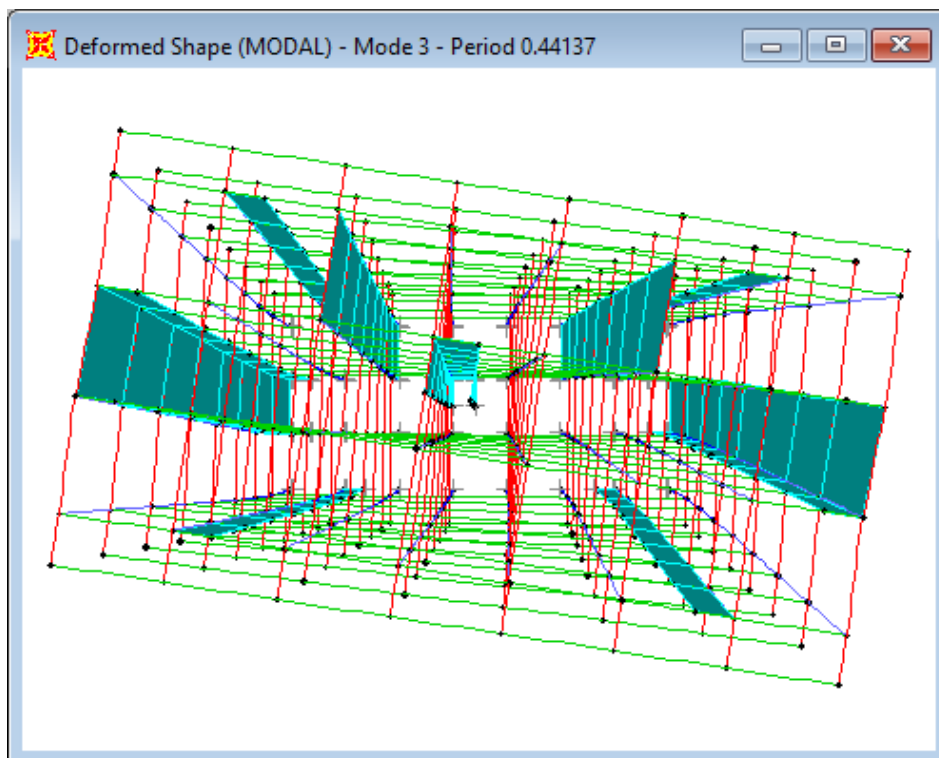


Figure V-3. 3^{ème} Mode (Rotation autour de Z)

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique : $T_{dyn} = 0.73s$

$T_{dyn} = 0,73 < 1.3 T_{sta} = 1.3 \times 0,58 = 0,75 \text{ sec} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

V.5.3.Vérification des facteurs de participation massique : [RPA Article 4.3.4]

Sens transversal :

$\Sigma\alpha_y = 92,28 \% > 90\%$ condition vérifiée.

Sens longitudinal :

$\Sigma\alpha_x = 90,20\% > 90 \%$ condition vérifiée.

Tableau V-4. Facteur de participation massique

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	
▶	MODAL	Mode	1	0.738091	0.76439	0.00000712	0.0000003151	0.76439	0.00000712	0.0
	MODAL	Mode	2	0.510967	0.00001676	0.7024	0.00001254	0.76441	0.70241	0
	MODAL	Mode	3	0.441367	0.0000773	0.00061	0.0000002388	0.76449	0.70302	0
	MODAL	Mode	4	0.215877	0.13176	0.0000003366	0.0000007549	0.89624	0.70302	0
	MODAL	Mode	5	0.123566	0.00001327	0.19078	0.00012	0.89624	0.8938	
	MODAL	Mode	6	0.107464	0.00003045	0.00005991	0.0000007897	0.89628	0.89386	
	MODAL	Mode	7	0.103059	0.05213	0.000001442	0.000001063	0.9484	0.89386	
	MODAL	Mode	8	0.079872	0.000002494	0.00039	0.12433	0.9484	0.89425	
	MODAL	Mode	9	0.07343	0.000004112	0.000001569	0.00002376	0.9484	0.89425	
	MODAL	Mode	10	0.069251	0.0000008818	0.00037	0.09874	0.94841	0.89463	
	MODAL	Mode	11	0.067703	0.0000002549	0.00015	0.01034	0.94841	0.89477	
	MODAL	Mode	12	0.0664	0.0000006032	0.00002023	0.06362	0.94841	0.89479	
	MODAL	Mode	13	0.063368	0.00027	0.000001316	0.00995	0.94867	0.89479	
	MODAL	Mode	14	0.061968	0.00003375	0.00019	0.09104	0.94871	0.89498	
	MODAL	Mode	15	0.06142	0.00049	0.00027	0.00302	0.94919	0.89525	
	MODAL	Mode	16	0.061283	0.00126	0.00015	0.01614	0.95045	0.8954	
	MODAL	Mode	17	0.060222	0.00218	0.00022	0.04913	0.95263	0.89562	
	MODAL	Mode	18	0.059909	0.01812	0.00067	0.00977	0.97075	0.89629	
	MODAL	Mode	19	0.05964	0.00069	0.00243	0.00995	0.97144	0.89872	
	MODAL	Mode	20	0.059066	0.00048	0.0073	0.00038	0.97192	0.90602	

V.5.4.Les déplacements latéraux inter- étage :[RPA Article 4.43]

E- DÉPLACEMENTS LATÉRAUX D'ÉTAGES

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent dépassés 1 % de la hauteur de l'étage. $\Delta k = \delta k + \delta k-l$ (RPA 99 art 4.4.3).

Avec : $\delta k = R \delta_{ek}$ et δk : déplacement au niveau k.

Tableau V-5. déplacements latéraux inter- étage

Niveaux	δ_{ek} max (cm)	$\delta_k = R \delta_{ek}$	Δk (cm)	1% ht (cm)	Observation
NIV +25.50	0.821	4.105	/	3.06	vérifiée
NIV +22.44	0.744	3.72	0.385		vérifiée
NIV +19.38	0.652	3.26	0.46		vérifiée
NIV +16.32	0.546	2.73	0.53		vérifiée
NIV +13.26	0.428	2.14	0.59		vérifiée
NIV +10.20	0.302	1.51	0.63		vérifiée
NIV +7.14	0.179	0.895	0.615	4.08	vérifiée
NIV +4.08	0.071	0.355	0.54		vérifiée
NIV+0.00	0	0	0.355		vérifiée

Condition vérifiée

V.5.5.Effort normale réduit : [RPA Article 7.1.3.3]

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

N_d désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton ;

B_c est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} est la résistance caractéristique du béton

Tableau V-6. Effort normale réduit

Poteau	N_d (KN)	B_c (cm ²)	f_{c28} (Mpa)	v	Observation
RDC (50*50)	1352.12	2500	25	0.22	≤ 0.30
1 ^{er} (50*50)	1172.61	2500	25	0.19	≤ 0.30
2 ^{ème} (50*50)	1002.44	2500	25	0.16	≤ 0.30
3 ^{ème} (45*45)	832.31	2025	25	0.16	≤ 0.30
4 ^{ème} (45*45)	666.85	2025	25	0.13	≤ 0.30
5 ^{ème} (45*45)	501.95	2025	25	0.10	≤ 0.30

V- Etude sismique

6^{ème} (40*40)	336.61	1600	25	0.08	≤0.30
7^{ème} (40*40)	175.4	1600	25	0.04	≤0.30

Condition vérifiée

Chapitre VI:

Etude des portiques

VI.1 Ferrailage des portiques :

VI.1.1. Ferrailage des poutres :

VI.1.1.1. Méthode de calcul :

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort

Normal dans les poutres est très faible donc on fait le calcul en flexion simple.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1er et du 2eme genre

- Sollicitation du 1er genre : $S_{p1}=1,35G+1,5Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

$S_{p2}=0,8G \pm E.$
 - Sollicitation du 2eme genre : $\left\{ \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right. \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp2}
 $S_{p2}=G+Q \pm E.$

- Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p1}
- Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour une situation accidentelle : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s=400 \text{ MPa.} \\ \gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b=18,48 \text{ MPa} \end{array} \right.$

Pour une situation courante : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s=348 \text{ MPa.} \\ \gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b=14,17 \text{ MPa} \end{array} \right.$

VI.1.1.2. Les armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

- Section d'armature minimale : $A_{\min}=0,5\% (b \cdot x)$
- Section d'armature maximale: $A_{\max1}=4\% (b \cdot x)$ (Zone courante)
- $A_{\max2}=6\% (b \cdot x)$ (Zone de recouvrement)

Les valeurs des moments max en appuis et en travées ainsi l'effort tranchant de 1^{er} et 2^{eme} genre sont résumées dans les tableaux suivants :

VI.1.1.3. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0,003 S_t \cdot b$

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

VI- Etude des portiques

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires
 $S_t \leq \min (h_t/4 ; 12 \phi_L)$
- En dehors de la zone nodale (en zone courante): $S_t \leq (h_t/4)$

Tableau VI-1. Moments max des Poutres principales de rive

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport $M_{t_{sp1}}/M_{t_{sp2}}$	Moments decalcul (KN.m)	T max (KN)
		$M_{t_{sp1}}$	$M_{t_{sp2}}$			
Terrasse	Appuis	37.02	51.22	0.72	51.22	78.48
	Travées	10.51	21.84	0.48	21.84	
Tous les étages	Appuis	36.02	47.44	0.76	47.44	76.82
	Travées	9.77	12.52	0.78	12.52	

Tableau VI-2. Moments max des Poutres principales intermédiaire

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport $M_{t_{sp1}}/M_{t_{sp2}}$	Moments decalcul (KN.m)	T max (KN)
		$M_{t_{sp1}}$	$M_{t_{sp2}}$			
Terrasse	Appuis	68.21	63.25	1.08	68.21	77.25
	Travées	23.27	18.17	1.28	23.27	
Tous les étages	Appuis	65.51	66.17	1	66.17	81.79
	Travées	21.20	39.28	0.54	39.28	

Tableau VI-3. Moments max des Chaînages de rive

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport $M_{t_{sp1}}/M_{t_{sp2}}$	Moments decalcul (KN.m)	T max (KN)
		$M_{t_{sp1}}$	$M_{t_{sp2}}$			
Terrasse	Appuis	11.36	11.84	0.96	11.84	35.41
	Travées	5.87	5.60	1.05	5.87	
Tous les étages	Appuis	10.88	11.04	1	11.04	51.42
	Travées	5.27	4.96	1.06	5.27	

Tableau VI-4. Moments max des Chaînages intermédiaires

Etages	Position	Moments max (KN.m)		Rapport $M_{t_{sp1}}/M_{t_{sp2}}$	Moments de calcul (KN.m)	T max (KN)
		$M_{t_{sp1}}$	$M_{t_{sp2}}$			
Terrasse	Appuis	38.32	44.55	0.86	44.55	42.47
	Travées	33.11	35.24	0.94	35.24	
Tous les étages	Appuis	42.37	60.48	0.70	60.48	59.92
	Travées	37.33	54.21	0.69	54.21	

VI.1.2. Poutres principales (30x40) cm² :

VI.1.2.1. Poutre de rive

- Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6,00 \text{ cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{\max 1} = 4\%(bxh) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48 \text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{\max 2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{72 \text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

En appuis :

Etat limite ultime

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 37.02 \text{ kN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 51.22 \text{ kN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 0,722 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $ht = 40 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times ht = 36 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{51,22 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 18,48} = 0,071 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,963$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{51,22 \times 10^3}{0,963 \times 36 \times 400} = 3,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

En travées :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 10.51 \text{ kN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 21.84 \text{ kN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 0,48 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{21.84 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 18,48} = 0,03 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400MPa$$

$$As = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{21.84 \times 10^3}{0,985 \times 36 \times 400} = 1.53 \text{ cm}^2/ml$$

VI.1.2.2 Poutre intermédiaire :

- Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{\min} = 0,5\%(b.h) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6 \text{ cm}^2} \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\%(b.h) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48 \text{ cm}^2} \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% (b.h) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{72 \text{ cm}^2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

En appuis :

Etat limite ultime

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 68.21 \text{ kN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 63.25 \text{ kN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 1,08 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $ht = 40 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times ht = 36 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{68.21 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 18,48} = 0,094 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,951$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400MPa$$

$$As = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{68.21 \times 10^3}{0,951 \times 36 \times 400} = 4.98 \text{ cm}^2/ml$$

En travées :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 23.27 \text{ kN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 18.17 \text{ kN.m}$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 1,28 > 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{18.17 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 18,48} = 0,025 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,987$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$As = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{18.17 \times 10^3}{0,987 \times 36 \times 400} = 1.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VI.1.3. Poutres secondaires (30x35) cm² :

VI.1.3.1. Poutre de rive :

- Armature longitudinale :

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = 5,25 \text{ cm}^2 \quad (\text{sur toute la section})$$

$$A_{\max 1} = 4\% b \cdot h_t = 4 \times 30 \times 35 / 100 = 42 \text{ cm}^2 \quad (\text{zone courante})$$

$$A_{\max 2} = 6\% b \cdot h_t = 6 \times 30 \times 35 / 100 = 63 \text{ cm}^2 \quad (\text{zone de recouvrement})$$

En appui :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 11.36 \text{ kN.m}$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 11.84 \text{ kN.m}$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 0,95 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 35 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h_t = 31,5 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $f_{bc} = 18,48 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{11.84 \times 10^3}{30 \times (31,5)^2 \times 18,48} = 0,021 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,989$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400MPa$$

$$As = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11.84 \times 10^3}{0,989 \times 31,5 \times 400} = 0.95cm^2/ml$$

En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 5.87kN.m$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 5.60kN.m$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 1.04 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_1)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{5.87 \times 10^3}{30 \times (31,5)^2 \times 18,48} = 0,010 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,995$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400MPa$$

$$As = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{5.87 \times 10^3}{0,995 \times 31,5 \times 400} = 0.46 \text{ cm}^2/ml$$

VI.1.3.2 Poutre intermédiaire :

- Armature longitudinale :

$$A_{min} = 0,5\%b \cdot h_t = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{5,25 \text{ cm}^2}$$
 (sur toute la section)

$$A_{max1} = 4\%b \cdot h_t = 4 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{42 \text{ cm}^2}$$
 (zone courante)

$$A_{max2} = 6\%b \cdot h_t = 6 \times 30 \times 35 / 100 = \mathbf{63 \text{ cm}^2}$$
 (zone de recouvrement)

En appui :

$$(Sp_1) \Rightarrow Mt_{sp1} = 38.32kN.m$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Mt_{sp2} = 44.55kN.m$$

$$\frac{Mt_{sp1}}{Mt_{sp2}} = 0,86 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 35 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h_t = 31,5 \text{ cm}$
- Fissuration non préjudiciable
- $F_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$

$$\mu = \frac{Mt}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{44.55 \times 10^3}{30 \times (31,5)^2 \times 18,48} = 0,080 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,958$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400MPa$$

$$A_s = \frac{Mt}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{44.55 \times 10^3}{0,958 \times 31,5 \times 400} = 3.69cm^2/ml$$

En travée :

$$(Sp_1) \Rightarrow Ma_{sp1} = 33.11kN.m$$

$$(Sp_2) \Rightarrow Ma_{sp2} = 35.24kN.m$$

$$\frac{Ma_{sp1}}{Ma_{sp2}} = 0,93 < 1,15 \quad \text{donc le calcul se fait sous } (Sp_2)$$

$$\mu = \frac{Ma}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = \frac{35,24 \times 10^3}{30 \times (31,5)^2 \times 18,48} = 0,064 < 0,392 \rightarrow A's = 0$$

$$\beta = 0,967$$

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400MPa$$

$$A_s = \frac{Ma}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{35.24 \times 10^3}{0,943 \times 31,5 \times 400} = 2.96 cm^2/ml$$

Les tableaux représentés ci-après regroupent l'ensemble des résultants des sollicitations de calcul (Moments de calcul), les sections d'armatures correspondantes et les sections de ferrailage adoptées pour l'ensemble des niveaux.

Tableau VI-5. Récapitulation du ferrailage des poutres principales de rive

Etages	Position	Moments de calcul (T.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	5.22	3.69	6,75	3T14+2T14	7.7
	Travées	2.22	1.53		3T14	4.62
Tous les étages	Appuis	4.83	3.86	6,75	3T14+2T14	7.7
	Travées	1.28	0.99		3T14	4.62

Tableau VI-6. Récapitulation du ferrailage des poutres principales intermédiaires

Etages	Position	Moments de calcul (T.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	6.95	4.68	6,00	3T14+2T14	7.7
	Travées	2.37	1.27		3T14	4.62
Tous les	Appuis	6.47	5,26	6,00	3T14+2T14	7.7

étages	Travées	4.00	3,17		3T14	4.62
--------	---------	------	------	--	------	------

Tableau VI-7. Récapitulation du ferrailage des chaînages de rive

Etages	Position	Moments de calcul (T.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	1.21	0.95	6,00	3T12	3.38
	Travées	0.60	0.46		3T12	3.38
Tous les étages	Appuis	1.12	1.00	6,00	3T12	3.38
	Travées	0.53	0.47		3T12	3.38

Tableau VI-8. Récapitulation du ferrailage des chaînages intermédiaires

Etages	Position	Moments de calcul (T.m)	As(calculé)	As(min)	Choix	As
Terrasse	Appuis	4.54	3.69	5,25	3T12+3T12	6,77
	Travées	3.59	2.96		3T12	3.38
Tous les étages	Appuis	6.16	5.88	5,25	3T12+3T12	6,77
	Travées	5.52	5.22		3T12+3T12	6,77

VI.1.4. Vérifications

VI.1.4-1. Poutres principales (30x40) cm²

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23b.d.f_{t28}/f_e = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times 2,1 / 400 = 1,397 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Contrainte tangente : } \tau_u = T / (b.d) = 81,79 \times 10^3 / (300 \times 360) = 0,378 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte tangente admissible : } \tau_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,378 \text{ MPa} < \tau_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (11.42 ; 30 ; 16)$$

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

Espacement:

$$St \leq \min(0,9d ; 40\text{cm})$$

$$St \leq \min(32,4; 40\text{cm}) \Rightarrow St=30 \text{ cm}$$

D'après le R.P.A 99/2003:

Zone nodale : $St \leq \min(h/4 ; 12\Phi l ; 30\text{cm})$

$$St \leq \min(10; 19,2 ; 30\text{cm}) \Rightarrow St=10 \text{ cm}$$

Zone courante: $St \leq h/2$

$$St \leq 20\text{cm} \Rightarrow St=15 \text{ cm}$$

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b \cdot st} \cdot \frac{fe}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9 (\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min(2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$Fe = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$(*) \Rightarrow \left(\frac{At}{st} \right)_{cal} \geq \frac{(1,02 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,063 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times fe}{b \times st} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times fe}{b \times st} \geq \max(0,51; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,51 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{st} \right)_{min} \geq \frac{0,51 \times b}{fe} = \frac{0,51 \times 30}{235} = 0,065 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : on prend $St = 15 \text{ cm}$

$$D'où \quad At \geq 2,55 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{cases} 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St=15 \text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{max} = 81,79 \text{ kN} \quad M_{app} = 68,21 \text{ kN.m}$$

$$\delta_u = M_{app} / Z \Rightarrow 68,21 / 0,9 \times 36 \times 10^{-2} = 210,524 \text{ kN} > 88,20 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\bar{\sigma}_b = F_b / S \quad \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \quad (\text{l'état d'équilibre}) \\ \sigma_b = 2T / a b \quad S = a \times b / \sqrt{2} \end{array} \right.$$

d'ou:

a : Longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$, mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

- $\bar{\sigma}_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$
- $2T / ab \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b \Rightarrow a \geq 2T \gamma_b / 0,8 b f_{c28}$
- $a \geq 2 \times 81,79 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,040 \text{ m} = 4 \text{ cm}$
- $a' = b - 5 = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$
- $a = \min(a'; 0,9d) = 25 \text{ cm}$

$a = 25 \text{ cm} > 4 \text{ cm}$condition vérifiée

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{u_{ser}} = T / 0,9 d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

- ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A
- T : Effort tranchant max $T = 81,79 \text{ kN}$
- n : Nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 5$
- μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,4 = 5,024 \text{ cm}$

$$\tau_{u_{ser}} = 81,79 \times 10^3 / 0,9 \times 36 \times 5,024 \times 6 \times 10^2 = 0,84 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_{u_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 1,12 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$$

Avec : Φ : diamètre d'une barre.

$$L_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,30 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon :

$$r = 5,5 \Phi_1 = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ m}$$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \text{ Profondeur utile } d = 36 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 28,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 2,26 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 28,1 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 2,31 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ

- en zone I

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 50,04 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$by^2 / 2 - n.A (d - y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 27,72y - 997,92 = 0 \Rightarrow y = 7,30 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = by^3 / 3 + n.A (d - y)^2 = 26722,87 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K_y \cdot y = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{50,04 \times 10^3}{26722,87} \times 7,30 = 13,70 \text{ Mpa}$$

Tapez une équation ici.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 13,70 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$M_{tsmax} = 16.98 \text{ kN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 9,50 \text{ kN.m} \quad (\text{à l'ELS})$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$h/L > 1/16 \Rightarrow 0,10 > 0,06 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$h/L > M_t/10M_0 \Rightarrow 0,84 > 0,19 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,002 < 0,0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

VI.1.4-2. Poutres secondaires (30x35) cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 b x d x f_{t28} / f_e = 0,23 x 30 x 31,5 x 2,1 / 400 = 1,14 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\text{Contrainte tangente : } \tau = T / (b x d) = 59.92 x 10^3 / (300 x 315) = 0,63 \text{ MPa}$$

$$\text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau} = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.}$$

$$\tau = 0,57 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = 3,25 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas un risque de cisaillement (les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre).

Calcul les armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \Phi_l)$$

$$\Phi_t \leq \min (10 ; 30 ; 14)$$

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

Espacement :

$$St \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (28,35 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Zone nodale : } St \leq \min (h/4 ; 12\Phi_l ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (10 ; 16,8 ; 30 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow St = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } St \leq h/2$$

$$St \leq 20 \text{ cm}$$

$$St = 15 \text{ cm}$$

Section des armatures transversales :

$$\frac{At}{b \cdot s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3k \cdot f_{tj}^*}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \dots\dots\dots (*)$$

k=1 (flexion simple et fissuration non préjudiciable)

$$f_{tj}^* = \min (2,1; 3,3 \text{ Mpa}) = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$(\alpha=90^\circ) \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

$$F_e = 235 \text{ Mpa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,57 - 0,3 \cdot 1 \cdot 2,1) \cdot 30}{0,9 \cdot 1 \cdot \frac{235}{1,15}} = 0,034 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

(*) ⇒

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ Mpa} \right)$$

$$\frac{At \times f_e}{b \times s_t} \geq \max (0,28; 0,4 \text{ Mpa}) = 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\left(\frac{At}{S_t} \right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b}{f_e} = \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

De (1) et (2) : $\left(\frac{At}{S_t} \right) \geq 0,051 \text{ cm}$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

D'où : $At \geq 0,77 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$S_t = 15 \text{ cm}$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T_{max} = 59,92 \text{ kN} \quad M_{app} = 60,48 \text{ kN.m}$$

$$\delta_u = M_{app} / Z \Rightarrow 60,48 / 0,9 \times 31,5 \times 10^{-2} = 213,33 \text{ kN} > 59,92 \text{ kN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

- Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est :

$$\sigma_b = Fb/S \quad Fb = T\sqrt{2} \text{ (l'état d'équilibre)}$$

d'où : $\sigma_b = 2T/\sqrt{ab}S = a \times b/\sqrt{2}$

a : Longueur d'appuis de la biellette

On doit avoir $\bar{\sigma}_b < f_{c28} / \gamma_b$, mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45° donc on doit vérifier que :

$$\sigma_b \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b$$

$$2T/ab \leq 0,8 f_{c28} / \gamma_b \Rightarrow a \geq 2T \gamma_b / 0,8 b f_{c28}$$

$$a \geq 2 \times 59,92 \times 1,5 / (0,8 \times 30 \times 25 \times 10) = 0,03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

$$a' = b - 5 = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = 25 \text{ cm}$$

$$a = 25 \text{ cm} > 2,7 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Entraînement des armatures :

Vérification des contraintes d'adhérence :

$$\tau_{u_{ser}} = T / 0,9 d \cdot \mu \cdot n \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = \psi_s \cdot f_{t28}$$

ψ_s : coefficient de scellement $\psi_s = 1,5$ pour H.A

T : Effort tranchant max $T = 59,92 \text{ kN}$

n : Nombre des armatures longitudinaux tendus $n = 6$

μ : Périmètre d'armature tendu $\mu = \pi \phi = 3,14 \times 1,4 = 4,39 \text{ cm}$

$$\tau_{u_{ser}} = 59,92 \times 10^3 / 0,9 \times 31,5 \times 4,39 \times 6 \times 10^2 = 0,8 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{u_{ser}} = 0,8 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_{u_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ Map}$$

La longueur de scellement droit $l_s = \Phi \cdot f_e / 4 \cdot \tau_s$

Avec : Φ : diamètre d'une barre.

$$l_s = 1,4 \times 400 / (4 \times 2,84) = 49,38 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon : $r = 5,5 \Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

Calcul des crochets :

Crochets courants angle de 90°

$$L_2 = d - (c + \phi / 2 + r) ; \quad \text{Profondeur utile } d = 31,5 \text{ cm.}$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87}$$

$$\phi_L = 1,4 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 21,22 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 6,04 \text{ cm}$$

$$\phi_L = 1,2 \text{ cm} \quad ; \quad L_2 = 21,32 \text{ cm} \quad ; \quad L_1 = 5,98 \text{ cm}$$

La longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \rightarrow l = 56 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \rightarrow l = 48 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes (ELS) :

$$M_{ser} = 60,48 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$by^2/2 - n.A (d-y) = 0$$

$$\Rightarrow 15y^2 + 23,1y - 727,65 = 0 \Rightarrow y = 6,23 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + n.A (d-y)^2 = 17169,07 \text{ cm}^4$$

Contrainte maximale dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I_g} \times y = \frac{60,48 \times 10^3}{17169,07} \times 6,23 = 21,94 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,90 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

$$M_{tsmax} = 54,21 \text{ kN.m}, M_0 = (G+Q) l^2/8 = 8,78 \text{ KN.m} \quad (\text{à l'ELS}) A_s = 3,38 \text{ cm}^2$$

$$h/L > 1/16 \Rightarrow 0,81 > 0,06 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$h/L > Mt/10M_0 \Rightarrow 0,08 > 0,07 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$A_s/b.d < 4,2/f_e \Rightarrow 0,003 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc le calcul pratique de la flèche n'est pas nécessaire.

Le ferrailage des poutres principales et les chaînages et regroupe dans les tableaux suivantes:

VI.1.4. Dessin de ferrailage des sections des poutres :

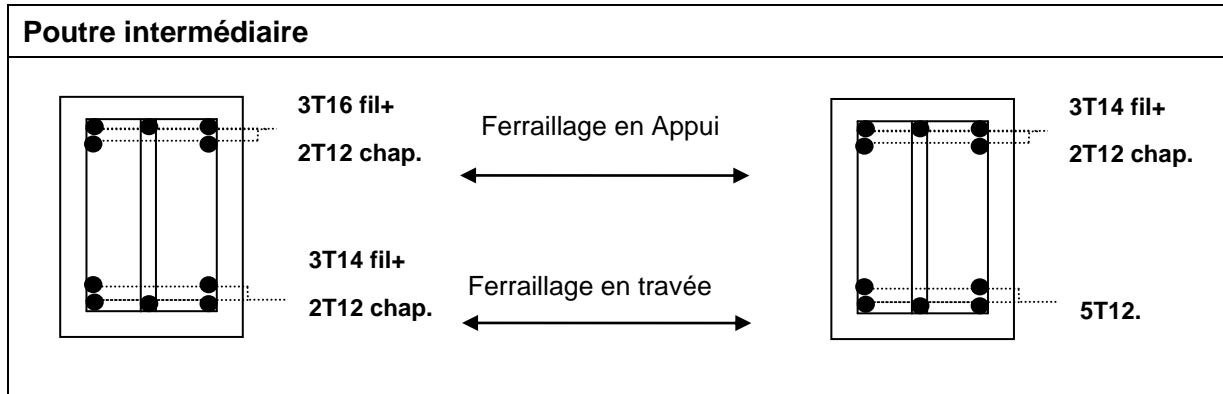
Tableau VI-9. ferrailage des sections des poutres

a- Poutres principales(30x45) cm²:

Les étages		La terrasse	
Poutre de rive			
	3T14 fil+ 2T12 chap.	← Ferrailage en Appui →	
	3T14 fil+ 2T12 chap.	← Ferrailage en travée →	
Poutre intermédiaire			
	3T14 fil+ 2T12 chap.	← Ferrailage en Appui →	
	3T14 fil+ 2T12 chap.	← Ferrailage en travée →	

b- Poutres secondaire (30x35) cm²:

Les étages		La terrasse	
Poutre de rive			
	3T14 fil+ 2T12 chap.	← Ferrailage en Appui →	
	3T16 fil+ 2T12 chap.	← Ferrailage en travée →	



VI.2. Ferrailage des poteaux

VI.2.1. Méthode de calcul

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée.

La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les combinaisons suivantes :

- 1^{er} Genre : $1,35G + 1,5Q$
- 2^{ème} Genre : $0,8G \pm E$
- | $G + Q \pm 1,2E$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.}$

$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$

Pour situation courante $\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$

$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$

VI.2.2. Ferrailage exigé par R.P.A 99 (version 2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage minimal des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I)
- Le pourcentage maximal des aciers sur toute la longueur sera de 4% en zone courante, 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone I)

- La distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone I.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales.

Poteaux	$A_{min}=0,7\%Xs$	$A_{max1}=4\%xS$	$A_{max2}=6\%xS$
(50x50) cm ²	17,5	100	150
(45x45) cm ²	14.17	81	121.5
(40x40) cm ²	11.2	64	96

VI.2.3. Exemple de calcul

VI.2.3.1. Les sollicitations défavorables

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de kN.m :

Tableau VI-10. Sollicitations du premier genre.

Etages		Type 1	Type 2	Type 3
Combinaison		(50 x 50 cm ²)	(45 x 45 cm ²)	(40 x 40 cm ²)
A	N_{max}	1352.12	832.31	336.61
	M_{cor}	3,21	9.23	8.55
B	N_{min}	278.30	112.01	18.97
	M_{cor}	2.22	3.02	3.92
C	M_{max}	25.66	32.68	37.21
	N_{cor}	637.54	301.32	100.30

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de kN.m :

Tableau VI-11. Sollicitations du deuxième genre.

Etages		Type1	Type 2	Type 3
Combinaison		(50x 50 cm ²)	(45 x 45 cm ²)	(40 x 40 cm ²)
A	N_{max}	1044.10	645.89	259.76
	M_{cor}	11.67	0.82	1.34
B	N_{min}	150.51	1.97	8.33
	M_{cor}	1.16	2.50	5.06
C	M_{max}	41.17	47.66	36.25
	N_{cor}	581.64	265.37	77.63

VI.2.3.2 Calcul d'un poteau :

VI.2.3.2.1- Exemple de calcul :

Poteaux (50x50) cm²:

- Largeur du poteau $b = 50\text{cm}$.
- hauteur de la section $ht = 50\text{cm}$.
- Enrobage : $c = 4\text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400\text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_c28 = 25\text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_t = 2,11\text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Combinaison de 1^{er} genre (1,35G+1,5Q) :

(a)- $N_{\max} = 1352,12\text{kN.m}$; $M_{\text{cor}} = 3,21\text{ kN.m}$

Détermination du centre de pression : $e = M/N = 0,002\text{ m} = 0,2\text{ cm}$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1352,12 \left(0,45 - 0,50/2 + 0,002 \right) = 273,12\text{ kN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h & \Rightarrow N_u = 1352,12 < 2869,42\text{kN} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) & \Rightarrow M_u = 273,12\text{ KN.m} < 350,41\text{kN.m} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

Puisque les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1 = 0$)

pas nécessaires ($A_1 = 0$) .

(b)- $N_{\min} = 278,30\text{kN}$ $M_{\text{corresp}} = 2,22\text{kN.m}$

Détermination le centre de pression : $e = M/N = 2,22/278,30 = 0,008\text{ m}$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 278,30 \left(0,45 - 0,50/2 + 0,008 \right) = 57,88\text{kN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 \cdot b \cdot f_{bc} \cdot h & N_u = 278,30\text{kN} < 2869,43\text{KN} \dots\dots \text{condition vérifiée} \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc} \right) & M_u = 57,88\text{ kN.m} < 119,61\text{kN.m} \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A'_2 = 0$)

(b)- $N_{\min} = 637,54\text{ kN}$ $M_{\text{corresp}} = 25,66\text{kN.m}$

Détermination le centre de pression : $e=M/N=25.66/637.54=0,04$ m

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 637.54(0,45 - 0,50/2 + 0,04) = 153.01 \text{ kN.m}$$

Vérification si la section est surabondante:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} N_u = 637,54 \text{ kN} < 2869,42 \text{ kN} \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 153.01 \text{ kN.m} < 257,40 \text{ kN.m} \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A'_3=0$)

Combinaison de 2^{ème} genre (0,8G±E):

(a)- $N_{\max} = 1044.10 \text{ kN}$ $M_{\text{corresp}} = 11.67 \text{ kN.m}$

Détermination le centre de pression : $e=M/N=0,011$ m

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 1044,10(0,45 - 0,50/2 + 0,011) = 220,30 \text{ kN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1044,10 \text{ kN} < 2869,42 \text{ kN} \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ M_u = 220.30 \text{ kN.m} < 390,75 \text{ kN} \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4=A'_4=0$)

(b)- $N_{\min} = 150.51 \text{ kN}$ $M_{\text{corresp}} = 1.16 \text{ kN.m}$

Détermination le centre de pression : $e= M/N = 0,007$ m

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 150.51(0,45 - 0,50/2 + 0,007) = 31,15 \text{ kN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} N_u = 150.51 \text{ kN} < 2869,42 \text{ kN} \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ M_u = 31.15 \text{ kN.m} < 66,08 \text{ kN.m} \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5=A'_5=0$)

(b)- $N_{\min} = 581.64 \text{ kN}$ $M_{\text{corresp}} = 41.17 \text{ kN.m}$

Détermination le centre de pression : $e = M/N = 0,071$

$$M_u = N_u \left(d - \frac{ht}{2} + e \right) = 581.64 (0,45 - 0,50/2 + 0,071) = 157.62 \text{ kN.m}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \rightarrow N_u = 581,64 \text{ kN} < 2869,42 \text{ kN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$M_u \leq N_u \cdot d (1 - 0,514 N_u / b \cdot d \cdot f_{bc}) \rightarrow M_u = 157,62 \text{ kN.m} < 237,19 \text{ kN.m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6 = A'_6 = 0$)

- **Calcul du ferrailage :**

Le calcul de la section d'armature ce fait à la flexion simple avec :

- $M_u = 41,17 \text{ kN.m}$
- $F_{bc} = 18,48 \text{ Mpa}$
- $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 \text{ Mpa}$
- $b = 50 \text{ cm}$
- $d = 45 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bc} \cdot d^2 \cdot b} = 0,099 < 0,39 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\beta = 0,948$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{41,17 \cdot 10^3}{0,948 \cdot 45 \cdot 400} = 2,41 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_6 = A'_6 = 0$

Section adoptée :

La section d'armature qu'on doit tenu en compte c'est le max entre les trois sections calculées et la section minimale exigée par **RPA 99 V.2003**

Donc :

Pour une section de béton (50x50) cm^2

$$A_{\min(R.P.A)} = 17,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_1, A_2, A_3, A_4, A_5, A_6, A_{\min(R.P.A)}) = \max (0,00; 0,00 ; 1,10 ; 17,50) = 17,50 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T20 + 4T16 = 20,61 cm^2/ml

Vérification de la contrainte de cisaillement :

on va vérifier par rapport le poteau le plus sollicité (50x50) cm^2

$$T_{\max} = 26,41 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte tangente : } \tau_u = T/(bxd) = 26,41 \times 10^3 / (500 \times 450) = 0,117 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte tangente admissible : } \bar{\tau}_u = \min (0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$\tau_u = 0,117 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \Phi / 3$$

$$\Phi_t = 20 / 3$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

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

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

- V_u : Effort tranchant de calcul

- h_1 : hauteur totale de la section brute

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

- ρ_a : Coefficient correcteur égal à 2,5 si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$ et à 3,5 dans le cas contraire.

- S_t : Espacement des armatures transversales.

Espacement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

-En zone nodale : $S_t \leq \min (10 \varnothing_L ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

-En zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_L = 30 \text{ cm}$ Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

Calcul de l'élançement géométrique λ_g :

$$\lambda_g = L_f / b$$

Avec: L_f : Longueur de flambement du poteau.

b : Dimension de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$\lambda_g = 0,7 \cdot L_0 / b = 0,7 \cdot 4,08 / 0,5 = 5,71$$

$$\lambda_g = 5,71 > 5 \Rightarrow \rho_0 = 2,5$$

$$A_t = \frac{S_t \cdot \rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c} = \frac{10 \times 2,5 \times 1,32 \times 10}{50 \cdot 235} = 0,028 \text{ cm}^2$$

Donc :

Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t.b$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g = 5,71 > 5 : \Rightarrow 0,3 \%$$

Alors :

Zone nodale :	$A_t = 0,003 \cdot 10 \cdot 50 = 1,50 \text{ cm}^2$
Zone courante :	$A_t = 0,003 \cdot 15 \cdot 50 = 2,25 \text{ cm}^2$

On adopte aux poteaux de RDC : **8T8** soit **S = 4,02 cm²**

Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_c}{b \cdot S_t} \geq \max(\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}) = 0,4 \text{ MPa}$$

Zone courante : $\frac{4,02 \times 400}{50 \times 15} = 2,14 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

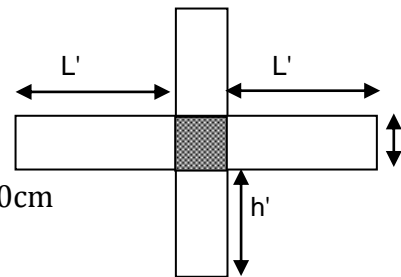
Zone nodale : $\frac{4,02 \times 400}{50 \times 10} = 3,22 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ condition vérifiée

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent.

Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max}(h_e/6; b; h; 60 \text{ cm}) = \text{Max}(306/6; 50; 50; 60) = 60 \text{ cm} \\ L' = 2 \cdot h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm} \end{array} \right.$$



Disposition constructive des armatures des nœuds :

Les nœuds dans une construction sont des points critiques, donc selon les règles parasismiques algériennes au but d'évité l'éclatement de ces zones on doit prévoir des cadres traditionnels ou deux **U** superposés formant un carré ou un rectangle avec un espacement maximum de 10cm et un nombre minimum de 03 cadres par nœud.



Les sollicitations max et sections d'armatures correspondants aux différents niveaux sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau VI-12. Ferrailage des poteaux

Niv.	Comb	1 ^{er} genre				2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (t)	M _u (t.m)	A _{stmin} (cm)	A _{cat} (cm ²)	N _{ACC} (t)	M _{ACC} (t.m)	A _{st} (cm ²)		
Type 2 (50 x 50 cm ²)	A	1352.12	3.21	0.00	17.5	1044.10	11.67	0.00	17.5	4T20 +4T16
	B	278.30	2.22	0.00		150.51	1.16	0.00		
	C	637.54	25.66	0.00		581.64	41.17	0.00		
Type 2 (45 x 45 cm ²)	A	832.31	9.23	0.00	14.17	645.89	0.82	0.00	14.17	4T16 +4T14
	B	112.01	3.02	0.00		1.97	2.5	0.13		
	C	301.32	32.68	0.00		265.37	47.66	0.00		
Type 2 (40 x 40 cm ²)	A	336.61	8.55	0.00	11.20	259.76	1.34	0.00	11.20	8T14
	B	18.97	3.92	0.01		8.33	5.06	0.27		
	C	100.30	37.21	1.50		77.63	36.25	1.75		

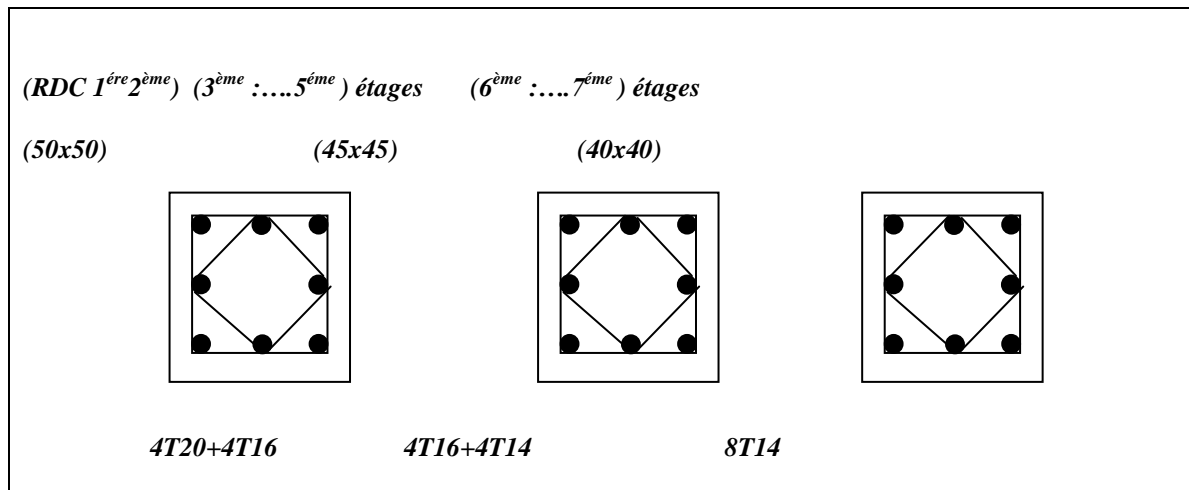


Figure VI-1. Dessin de ferrailages des sections des poteaux

VI.5 Conclusion

Les poteaux et poutres qui représentent le squelette de la structure restent les éléments les plus responsables de la stabilité d'une structure.

Chapitre VII:

Etude des voiles

VII.1.Introduction

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique couler dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,).

VII.2.Le système de contreventement

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique).

Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voile - portique); ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes.de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'a ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure:

a) Conception

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (torsion).

- Les voiles- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b) Calcul

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).

c) Principe de calcul

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable selon les combinaisons suivantes :

$G + Q \pm E$ (vérification du béton)

$0,8G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

VII.3.La méthode de calcul

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \sigma = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec: N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section 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 :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue " .

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.l$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.

-Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas:

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

1) Armatures verticales

Elles sont disposées en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

2) Armatures horizontales

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15% .
- En zone courante 0,10 %.

3) Armatures transversales

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII.4.Ferrailage des voiles

- Exemple de calcul

Epaisseur du voile

$$a > \frac{h_e}{22} 18,54 \text{ cm}$$

On prend: **a = 20 cm**

$$A = (a \times 3,26) + 0,5^2 = 0,90 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{aL^3}{12} = \frac{0,2 \times 3,26^3}{12} = 0,57 \text{ m}^4$$

$$V = 0,5 + \frac{3,26}{2} = 2,13 \text{ m}$$

$$V = 2,13 \text{ m}$$

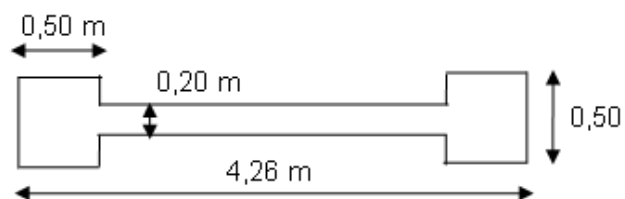


Figure VII-1. Schéma du voile + poteaux

$$I = 0.57 \text{ m}^4$$

$$N = 673,21 \text{ kN}$$

$$M = 1344,01 \text{ kN.m}$$

$$T = 324,18 \text{ kN}$$

Détermination des contraintes

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{673,21}{0,90} + \frac{1344,01 \times 2,13}{0.57} = 5,770 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{673,21}{0,90} - \frac{1344,01 \times 2,13}{0.57} = -4,274 \text{ MPa}$$

1. Calcul des armatures verticales

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on à :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcul le ferrailage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3,00 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre : $D \leq 1/10 \times a$ (mm)

$$D \leq (1/10) \cdot 200$$

$$D \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte : D= 12 mm

L'espacement

-Selon le BAEL 91,onà :

$$St \leq \min \{2 \cdot a, 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40, 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (1).$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on à:

$$St \leq \min \{1,5 \times a ; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30, 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (2).$$

Donc : $St \leq \min \{St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 20 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

2- Calcul des armatures horizontales

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit $5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm.

-Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

On calcul la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.L}$

Avec : $\overline{T} = 1,4 T_{cal}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par: $\overline{\tau} = 0.2.f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

$$\tau_b = \frac{\overline{T}}{a.l} = \frac{1.4 \times 324,18 \times 10}{200 \times 326} = 0,06 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 0,06 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de cisaillement

VII.5. Disposition des armatures

1. armatures verticales

-Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

-La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003).

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On à $St=20 \text{ cm} \rightarrow St/2 = 10 \text{ cm} < 15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

$L=326 \text{ cm} \rightarrow L/10 = 32,6 \text{ cm}$

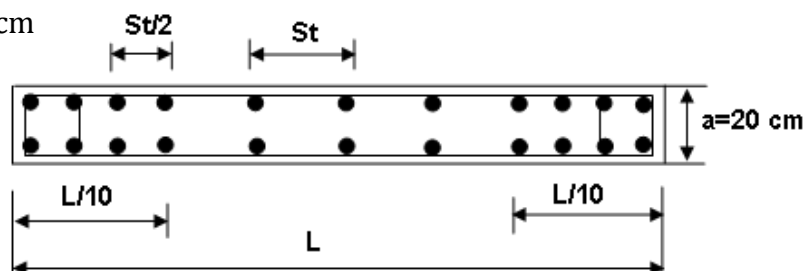


Figure VII-2. Disposition des armatures verticales dans les voiles

2. Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm})$

- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

3. Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

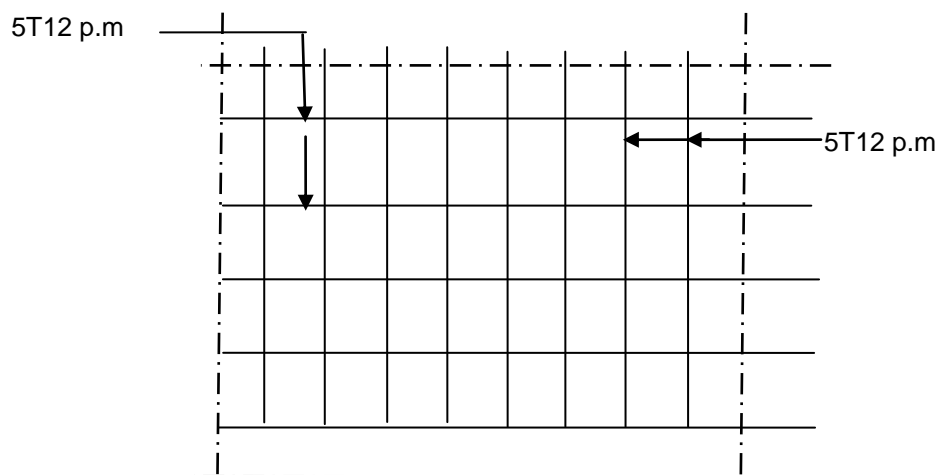


Figure VII-3. Disposition du ferrailage du voile

Chapitre VIII:

Etude des fondations

VIII.1.Introduction

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol. Leur choix dépend essentiellement de la contrainte du sol et des charges de l'ouvrage. On distingue trois types de fondations :

a) Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

b) Fondation semi-profonde :

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être

Réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation

Permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

c) Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ.

VIII.2. Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol à donnée la valeur 1.7bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol})

VIII.3. Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

➤ **Des sollicitations dues à la superstructure qui sont :**

Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces oblique, des forces Horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

➤ **Des sollicitations dues au sol qui sont :**

Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, Remblais).

Les massifs de fondations doivent être stable ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage .En effet, l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

6.3. Facteurs de choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Type d'ouvrage à construire.
- Les caractéristiques du sol qui doit supporter l'ouvrage.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La facilité de réalisation.
- La nature est le poids de la superstructure.

6.4. Choix de type de fondations :

En ce qui concerne notre ouvrage, on a le choix entre :

- *Semelles continues (semelles filantes sous murs).*
- *Semelle isolée.*
- *Radier général*

Nous proposons en premier lieu les semelles isolées comme solution.

a) **Semelles isolées sous poteaux :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N qui est obtenu à la base des poteaux.

a) **Fondations superficielles :**

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

b) **Fondation semi-profonde :**

Ce type de fondation est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être Réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation Permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols.

c) **Fondations profondes :**

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{sol} = 1.7 \text{ bars} = 17 \text{ tf/m}^2 = 170 \text{ KN/m}^2 \\ N = 1346.81 \text{ KN} \\ M = 1134 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Homothétie des dimensions :**

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{a}{b} \frac{N}{\sigma_{sol}}} \quad a = b = 1$$

$$D'où: B \geq \sqrt{\frac{1346.81}{170}} = 2.8 \Rightarrow B = 2.8 \text{ m}$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = B = 2.8$$

$$e_0 = M/N = 0.0084 \text{ m}$$

$$\sigma_m = 181.079 \geq \bar{\sigma}_{sol} = 170 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{C.N.V}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

(A.B) : la section de la semelle.

• Remarque :

On constate qu'il y a un chevauchement entre certaines semelles, par conséquent

Nous essayons avec les semelles filantes.

b) Semelles filantes :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50\%)$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_s} \leq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_s \leq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad \text{Avec : } N = N_G + N_Q$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.7 \text{ bars} = 17 \text{ (tf/m}^2), \text{ (à une profondeur de 1.8 m)}$$

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouvent dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que: $N = \sum Ni$ de chaque fil de poteaux et voiles :

$$S = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée. $\implies B \geq \frac{N}{L \times \sigma_{sol}}$

➤ Calcul des surfaces revenant aux semelles :

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau VIII-1. Les surfaces revenant aux semelles

A	file	N(KN)	L(m)	$\bar{\sigma}_{sol}$ (KN/m ²)	S (m ²)
B	2662.85	11.05	170	15.66	1.4175406
C	2958.6	11.05	170	17.4	1.57498
D	3678.45	11.05	170	21.63	1.9581847
E	3498.06	11.05	170	20.58	1.862156
F	3001.44	11.05	170	17.65	1.5977855
G	2875.36	11.05	170	16.91	1.5306681
H	2438.41	11.05	170	14.34	1.2980623

O n a :

$$S_{semelles} = \sum S_{si} = 136.9 \text{ m}^2$$

$$S_{bâtiment} = 271.83 \text{ m}^2$$

Donc :

$$(S_s / S_b) = 0.51 > 0.5$$

• Conclusion :

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : **c'est le radier général.**

Ce type de fondation présente plusieurs avantages:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VIII.2.2. Définition du radier:

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant

l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant

- aux contraintes de sol.

VIII.3. Calcul du radier :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité.

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

VIII.3.1. Pré dimensionnement du radier:

Poids supporté par le radier.

Superstructure G_T : La charge permanente totale.

Q_T : La charge d'exploitation totale.

$$G_T = \sum_{i=1}^{12} G_i = 16626.54 \text{ KN.}$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^{12} Q_i = 2812.66 \text{ KN}$$

Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U: } N_U = 1,35G_T + 1,5Q_T = 26664.81 \text{ KN}$$

$$\text{E.L.S: } N_{\text{ser}} = G_T + Q_T = 19439.2 \text{ KN.}$$

Surface du radier:

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

$$N = N_{\text{ser}} = 19439.2 \text{ KN}$$

$$S \geq N/\sigma_{\text{sol}} = 19439.2/170 = 114,34 \text{ m}^2.$$

On prend un débord de 50 cm de chaque coté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{radier}} = 309.46 \text{ m}^2$.

Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

1^{ère} condition :

$$\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06 \cdot F_{c28}$$

- **V_u**: Effort tranchant ultime : $V_u = Q \cdot L / 2$
- **L** : Longueur maximal d'une bande 1m ; $L = 3.65$ m
- $Q_u = N_u / S = 26664.81 / 309.46 = 86,17 \text{ KN/m}^2$.
- Par ml : $Q_u = 86.17 \times 1 = 86.17 \text{ KN/ml}$.

$$V_u = 86.17 \times 3.65 / 2 = 157.26$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06 \cdot f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \cdot b}$$

$$d \geq \frac{157.26}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,105 \text{ m}$$

2^{ème} condition :

$$\frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \quad ; \quad L = 365 \text{ cm}$$

$$14.6 \leq d \leq 18.25 \text{ cm}$$

$$h = d + c = 15 + 5 = 20 \text{ cm} ; \text{ on prend : } h = 20 \text{ cm} ; d = 15 \text{ cm}$$

Vérification des contraintes :

En tenant compte du poids propre du radier

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b \times h_r \times S_r$$

$$G_{\text{radier}} = 25 \times 0.5 \times 307.48 = 3843.5$$

$$\text{ELS: } N_{\text{ser}} = 19439.2 + 3843.5 = 23282.7$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{23282.7}{307.48} = 0.075 < 0.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Epaisseur du radier :

condition de rigidité :

$$L_e \geq 2L_{\text{max}} / \pi$$

- **L_{max}** : plus grande distance entre deux files parallèles
- **L_e** : longueur élastique (hauteur du libage), **avec** : $L_e = \sqrt[4]{4EI / Kb}$
-
- **E** : module d'élasticité ($E = 32164.2 \text{ MPA}$)
- **I** : inertie d'une bande d'un mètre de radier.
- **K** : coefficient de raideur du sol ($K = 40 \text{ MN/m}^3 = 40000 \text{ KN/m}^3$)..... (Sol de densité moyenne)

- **b** : largeur du radier (bande de 1m)
- $L_e^4 = 4EI / K b$, avec : $I = b h^3 / 12$

• D'où : $h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{max}^4}{E \pi^4}}$

$L_{max} = 3.65$ m, $E = 32164.20$ MPA, $K = 40000$ KN/m³,
 $h_r \geq 0.47$ m

On opte pour la hauteur de radier H=50 cm.

VIII.3.3. Evaluation des charges pour le calcul du radier:

$$Q = \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{19439.2}{307.48} = 63.22 \text{ Kn/m}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{19439.2}{307.48} = 63.22 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 25 \times 0.5 = 12.5 \text{ K/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 50.72 \text{ Kn/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :
Q = 50.72 Kn/m²

VIII.4. Ferrailage Du Radier :

VIII.4.1. Ferrailage des dalles :

Soit une dalle reposant sur 4 côtés de dimensions entre nus des appuis L_x et L_y avec $L_x \leq L_y$.

Pour le ferrailage des dalles on a deux cas :

- 1^{ère} cas :

Si : $\alpha = L_x / L_y \geq 0,4$ La dalle portante suivant les deux directions.

Les moments sont données par : $M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$; $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$.

1. Moment en travée :

$M_t = 0,85M_0$panneau de rive.

$M_t = 0,75M_0$panneau intermédiaire.

2. Moment sur appuis :

$M_a = 0,3M_0$appuis de rive.

$M_a = 0,5M_0$appuis intermédiaire.

- 2^{ème} cas :

Si : $\alpha = L_x/L_y < 0,4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée

Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand

Exemple de calcul :

$$\alpha = L_x/L_y = 3,94/4,97 = 0,79 > 0,4$$

La dalle porte dans les deux sens.

$$\alpha = 0,94 \Rightarrow \mu_x = 0,9087 ; \mu_y = 0,0491.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot Q \cdot L_x^2$$

$$M_{0x} = 0,0491 \times 50,72 \times (3,45)^2 = 29,64 \text{Kn.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_x$$

$$M_{0y} = 0,9087 \times 29,64 = 26,93 \text{m}$$

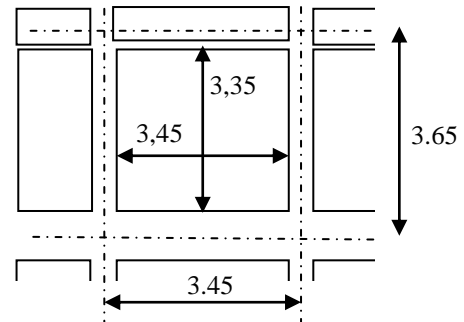


Figure VIII-1. Schéma du panneau le plus défavorable

En travée :

Sens x-x:

$$M_{ty} = 0,85M_{0y} = 0,85 \times 26,93 = 22,83 \text{ Kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{22,83}{1(0,45)^2 \cdot 14170} = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,392 \rightarrow \beta = 0,958$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22,83 \cdot 10^3}{0,958 \cdot 45 \cdot 348} = 1,49 \text{cm}^2.$$

En appuis :

Sens x-x :

$$M_{ax} = 0,5M_{0x} = 0,5 \times 29,64 = 14,82 \text{m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14,82}{1(0,45)^2 \cdot 14170} = 0,051 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_1 = 0,051 \rightarrow \beta = 0,997$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14,82 \cdot 10^3}{0,997 \cdot 45 \cdot 348} = 1,18 \text{cm}^2.$$

On adopte : 7T12 / ml, A = 7,92cm²/ml, St = 15 cm

Sens-y :

$$M_{ay} = 0,5M_{0y} = 0,5 \times 26,93 = 2,01 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2.f_{bc}} = \frac{13,46}{100(0,45)^2 \cdot 14170} = 0,0046 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0046 \rightarrow \beta = 0,998$$

$$A = \frac{M}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13,46 \cdot 10^4}{0,998 \cdot 45 \cdot 348} = 1,07 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 7T12 / ml, A = 7.92cm²/ml, St = 15 cm

On adopte le même ferrailage pour tous les panneaux du radier.

VIII.4.3.Ferrailage des poutres de libage:

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

- **Sens transversal(Y) :**

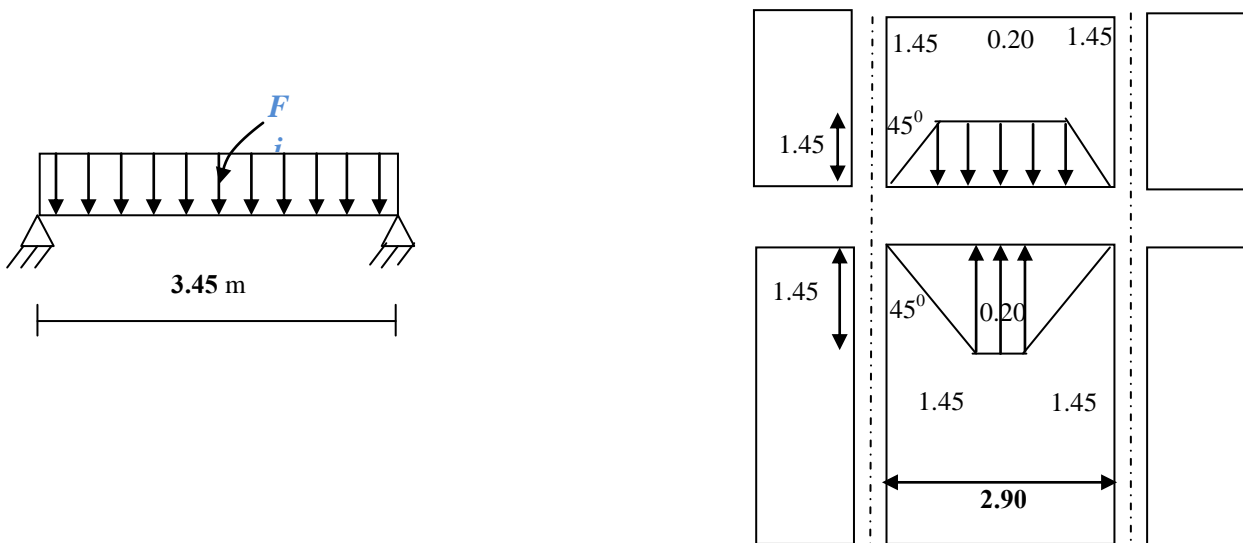


Figure VIII-3. Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3.Ly_1^2} \right) \cdot Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3.Ly_1^2} \right) \cdot Lx_2 \right]$$

Avec : Lx₁ = 3.45 m

Ly₁ = 3.60 m

Lx₂ = 3.44 m

$$Q = 75.72 \text{ kN/m}^2$$

Donc :

$$Q' = \frac{75.72}{2} \left[\left(1 - \frac{3.45^2}{3 \times 3.60^2} \right) \cdot 3.45 + \left(1 - \frac{3.44^2}{3 \times 3.60^2} \right) \cdot 3.44 \right] = 181,72 \text{ kN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{260,67 \times 3,45^2}{8} = 270.37 \text{ kN.m}$$

Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85M_0 = 0,85 \times 270.37 = 229.82 \text{ KN.m}, \quad b = 55\text{cm}, \quad h = 100\text{cm}, \quad d = 0,9 \cdot h = 90\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{229.82 \cdot 10^6}{550 \cdot (900)^2 \cdot 14,17} = 0,036 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'$$

$$= 0$$

$$\beta = 0,982$$

$$A_1 = M_t / \sigma_s \cdot \beta \cdot d$$

$$A_1 = 229.82 \cdot 10^6 / 348 \times 0,982 \times 900 = 7.47 \text{ cm}^2$$

on adopte: $\begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{ lit } 3T14 \\ 2^{\text{eme}} \text{ lit } 2T14 \end{cases}; A = 7,70 \text{ cm}^2$

En appuis :

1 : Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0,5M_0 = 0,5 \times 270.37 = 135.185 \text{ kN.m}$$

$$\mu = 0,022 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,022 \rightarrow \beta = 0,989 \quad A_l = 4.36 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T14 $A_t = 4.62 \text{ cm}^2$

2 : Appuis de rive :

$$M_a = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \times 135.185 = 27.037 \text{ kN.m}$$

$$\mu = 0,004 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,051 \rightarrow \beta = 0,998 \quad A_L = 0.86$$

$$A_s = 0,86 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T14; $A = 4.62 \text{ cm}^2$.

Sens transversal(x) :

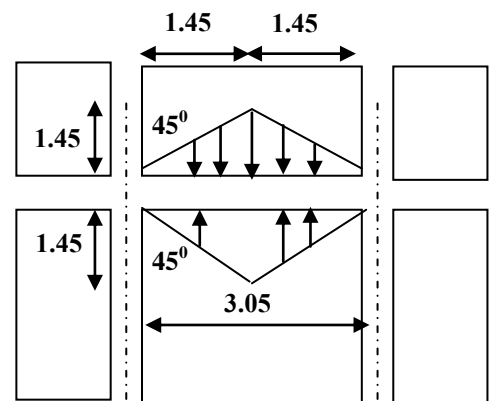
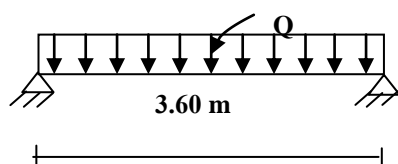


Figure VIII-4. Répartition des charges sur les poutres selon Les lignes de rupture

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot Lx_1$$

Tel que : $Q = 75.72 \text{ KN/m}^2$

$Lx_1 = 3,05 \text{ m}$

$$Q' = \frac{2}{3} \times 75.72 \times 3,05 = 153,96 \text{ KN/m}$$

$$M_o = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = \frac{153.96 \times 3.05^2}{8} = 179,03 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

En travée :

$$M_t = 0,85M_o = 0.85 \times 179.03 = 152.17 \text{ KN.m}, \quad b = 55\text{cm}, \quad h = 100\text{cm},$$

$$d = 0,9.h = 90\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{152.17 \times 10^6}{55 \cdot (90)^2 \cdot 14,17} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'$$

$$= 0$$

$$\beta = 0,988$$

$$A_1 = \frac{M_t}{\sigma_s} \cdot \beta \cdot d$$

$$A_1 = \frac{152.17 \cdot 10^6}{348} \times 0,988 \times 900 = 4.91 \text{ cm}^2$$

on adopte: $\begin{cases} 1^{\text{ere}} \text{lit } 3T14 \\ 2^{\text{eme}} \text{lit } 2T14 \end{cases}; A = 7,70 \text{ cm}^2$

En appuis :

1 : Appuis intermédiaires :

$$M_a = 0,5M_o = 0,5 \times 179.03 = 89,52 \text{ kN.m}$$

$$\mu = 0,014 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,014 \rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_L = 2.88 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T114fil** ; $A = 4,62 \text{ cm}^2$.

2 : Appuis de rive :

$$M_a = 0,2M_o = 0.2 \times 179,03 = 35.80 \text{ kN.m}$$

$$\mu = 0,006 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\mu = 0,006 \rightarrow \beta = 0,997$$

$$AL=1,14\text{cm}^2$$

On adopte : 3T14; A =4,62 cm².

VIII .4.4. Armature De Peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2 (80 - 0,1 f_e) = 100 \text{ cm}$.

Dans notre cas $h_a=80 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi ; pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Donc pour une poutre de section $(h \times b_0) = (1.00 \times 0,55) \text{m}^2$,

$$\text{on a : } A_{sp} = 3 \times 2 (b_0 + h) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{sp} = 3 \times 2 (0,55 + 1) = 9,3 \text{ cm}^2$$

On adopte : 7T14Fil ; A = 10,78cm².

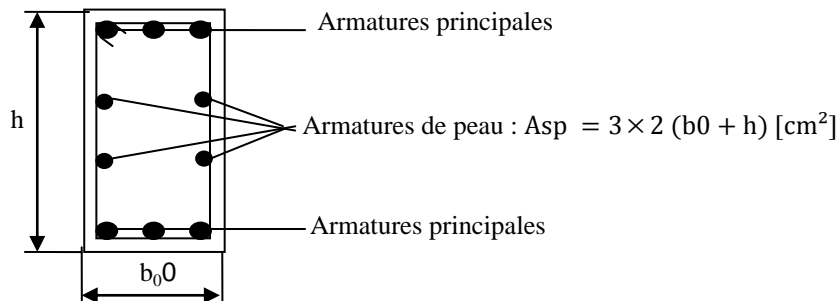


Figure VIII-5. Schéma des armatures de peau.

VIII .5. Les Vérifications :

VIII .5.1. Contrainte de cisaillement :

$$T_{\max} = 388.03 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} = \frac{388.03 \times 1000}{550 \times 900} = 0,78 \text{MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2,50 \text{MPa.}$$

$$\tau_u = 0,78 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

VIII .5.2.Armatures transversales :

-Diamètre : $\varphi_t \leq \min(h/35; \varphi_l; b/10) = \min(28.57, 85; 10; 90) = 10 \text{ mm}$
on prend $\varphi_t = 10 \text{ mm}$

-Espacement :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_t\right) = \min(25, 12) = 12 \text{ cm}$$

on prend $S_t = 15 \text{ cm}$.

Donc on utilise des armatures : HA, Fe400, soit 4T8, $A=2 ; 01\text{cm}^2$.

Conclusion

A travers cette étude, nous avons pu assimiler nous différentes connaissances dans le domaine de calcul des bâtiments qui nécessite l'utilisation des codes de calculs (BAEL91 ; RPA99/V2003) et de l'outil informatique qui permettant de réduire le temps et facilité l'analyse et le dessin des structures (ROBOT, AUTO-CAD....etc.) en tenons compte de la sécurité et la résistance structurale ; de la conception et l'exécution, sans oublier le côté économique.

Conclusions

Après les difficultés rencontrées en élaborant cette étude, causées par le manque de connaissance et la maîtrise du logiciel SAP2000 et l'insuffisance du temps ;

En effet, nous pouvons dire que Le projet de fin d'études est une phase importante dans le cycle de formation d'élèves de Master, et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de mettre en évidence ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années.

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques et surtout grâce au côtoiement d'ingénieurs et de chercheurs dans le domaine du génie civil.

Nous avons appris à étudier une construction en béton armé ; cette étude doit respecter les critères et les prescriptions imposées par les codes et les règlements.

L'utilisation du logiciel SAP2000 afin d'interpréter les résultats qui nous on permit d'aboutir aux ferrailages des différents éléments de construction.

Nous avons appris que l'ingénieur en génie civil doit proposer des solutions raisonnables en matière de la stabilité et la résistance de la structure vis-à-vis les différents types de contraintes ; et sur le terrain d'une manière générale une conception justifiée doit tenir compte de la sécurité, l'économie et le confort.

Bibliographie

LIVRES ET REGLEMENTS

- 1) A.GUERRIN, R.C LAVEUR, "traite de béton armé"-Tome II
Edition Dunod, 1979
- 2) D.T.U, "Charges permanentes et sur charges d'exploitations" O.P.U.1989.
- 3) DTR-B-C2-48, "Règle parasismiques algériennes, R.P.A.99 version 2003", Ministère de l'habitation.
- 4) G. CIBOI, J.M Bouchet,"Initiation au béton armé (règle B.A.E.L.83)", Edition Eyrolles, 1988.
- 5) J.PERCHAT, J.Roux, "Cours avec exercices corrigés pratiques du B.A.E.L.91", Eyrolles, Décembre 1992.
- 6) J. PERCHAT, J.Roux,"MAITRISE DU B.A.E.L 91et de D.T.U Associés,Ed. Eyrolles, JUILIET 1992.
- 7) M.BELAZOUGUI, "Calcul des ouvrages en béton armé", O.P.U, Algérie, 1986.
- 8) Mémoire de fin d'études, MEHDANE Mohamed Elamine,Malaoui Benchohra,"Etude d'un bâtiment en béton armé de R+10à usage multiple à TIARET", Tiaret -promotion 2016/2017.

LOGICIELS

AutoDesk®ROBOT Structural 2014
MicroSoft®EXCEL 2010
MicroSoft®WORD 2010
AutoDesk®AutoCAD 2016