



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie Civil & Architecture



MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil
Spécialité : (Structure)

Thème

**Etude d'un bâtiment à usage D'habitation
(Sous-sol +R.D.C + 9 étages)**

Présenté par :

1. M. BESSEGARI OMAR
2. M. BEZZEKHAMI MADJID

Soutenu le 23 /08 / 2020 devant le jury composé de :

Président : Mem. LAREDJ NADIA
Examineur : M. MALIKI MUSTAPHA
Encadreur : M. MISSOUM HANIFI

Année universitaire :2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

Tout d'abord, nous remercions Dieu, le Tout Puissant, de nous avoir donné la volonté, le courage, la santé et la patience afin d'arriver à la finalité de ce modeste travail

La réalisation de ce mémoire a été possible grâce au concours de plusieurs personnes à qui je voudrais témoigner toute ma gratitude.

Je voudrais tout d'abord adresser toute ma reconnaissance au directeur de ce mémoire, Monsieur MISOUM Hanifi, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté de me rencontrer et de répondre à mes questions durant mes recherches.

Je remercie mes très chers parents, qui ont toujours été là pour moi. Je remercie mes sœurs et mes frères, pour leurs encouragements.

Mon ami et binôme aux cotés de le quelle j'ai aimé travailler.

Enfin, je remercie mes amis qui ont toujours été là pour moi. Leur soutien inconditionnel et leurs encouragements ont été d'une grande aide.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à

Mes très chers parents, je ne saurais trouver les mots pour vous dire merci, car aucune parole ni expression ne serait suffisamment puissante pour vous exprimer mon immense gratitude et ma reconnaissance éternelle. Merci pour votre soutien, vos encouragements, merci d'avoir cru en moi et de m'avoir accompagné durant toutes mes études, merci de m'avoir enseigné la vie, merci d'être les personnes que vous êtes, merci d'être mes parents

A tous mes frères, à mes sœurs qui ont toujours été là pour moi quand j'ai eu le plus Besoin

A tous mes amis et camarades avec qui j'ai passé des moments inoubliables.

A toute personne chère que je n'ai pas pu citer.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un sous-sol et d'un Rez de chaussée plus (09) étages, implanté à SAYADA dans la wilaya de MOSTAGANEM. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties :

La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

La deuxième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (poutrelles, escaliers, acrotère, balcon et dalle pleine).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ROBOT 2020 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) sera calculée dans la dernière partie.

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ROBOT 2020, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية وتجارية تتألف من طابق تحت الارض + طابق أرضي + 9 طوابق بصياغة ولاية مستغانم المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل.

باستخدام القواعد الجديدة للحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (RPA 99 2003 version , BAEL modifié 99) تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء وهم:

الجزء الأول: يبدأ بالوصف العام للمشروع ثم إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد وحمولة كل عنصر.

الجزء الثاني: يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية للبنائية.

الجزء الثالث: يتضمن الدراسة الديناميكية للبنائية بواسطة الحاسوب

الجزء الرابع والأخير: يشمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنائية (الأعمدة، الروافد، الجدران المسلحة والاساسات)

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، الدراسة الديناميكية، BAEL91 معدل 99, RPA99 version 2003

Abstract

This project presents a detailed study of a building used for residential and commercial consists of a basement and a ground floor addition (09) floors, located in Sayada in the wilaya of MOSTAGANEM. This region is classified as seismic zone IIa according to the RPA99 version 2003.

Using the new rules of calculation and verification of reinforced concrete (RPA99 2003 version, BAEL91 modifié99), this study consists of four parts :

The first starts the general description of the project with a presentation of material properties, then the Pre-design of the structure and finally the descent of the load.

The second part aims to study secondary elements (beams, stairs, parapet, balcony, elevator, and full slab).

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ROBOT to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

At the end, the reinforcement of structural elements (columns, beams, walls sails, and raft) will be calculated in the last part.

Key words: Building, Reinforced concrete,ROBOT 2020 , RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 9

SOMMAIRE

Chapitre I : Généralités

I.1	Introduction.....	1
I.2	Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3	Caractéristiques générales :.....	1
I.3.1	Caractéristiques géométriques de la structure :	1
I.3.2	Caractéristiques géotechniques du sol :.....	2
I.4	Caractéristiques structurales :	4
I.5	Domaine d'application des règles B.A.E.L91 :	6
I.6	Les sollicitations :.....	6
I.7	Caractéristique des matériaux :	6
I.7.1	Béton Armé :.....	6
I.7.2	Le béton :	7
I.7.3	L'Acier :	9

Chapitre II : Prédimensionnement et descente de charge

II.1	Introduction.....	11
II.2	Le pré dimensionnement des poutres :	11
II.2.1	Poutre principale :	11
II.2.2	Poutre secondaire :	12
II.3	Le pré dimensionnement des planchers :.....	12
II.3.1	Plancher à corps creux : à deux éléments fondamentaux :.....	12
II.3.2	Plancher à dalle pleine :.....	12
II.4	Descente de charge :	14
II.4.1	Plancher terrasse inaccessible :	14
II.5	Prédimensionnements des poteaux :.....	15
II.6	Prédimensionnement des voiles :	24
II.6.1	Voiles de contreventement :	24
II.6.2	Voile d'ascenseur :	25
II.6.3	Voiles périphériques :.....	25

Chapitre III : Etude de planchers

III.1	Introduction.....	27
III.2	Fonctions des planchers :	28
III.3	Les planchers à corps creux	29

III.3.1	Définition.....	29
III.3.2	Détermination des dimensions des poutrelles :.....	29
III.3.3	Détermination des sollicitations des poutrelles :	31
III.4	Planchers terrasse inaccessible :.....	33
III.4.1	Détermination des armatures :	36
III.5	Ferraillage de la dalle de compression :	55

Chapitre IV : Etude des éléments non secondaires

IV.1	Introduction.....	58
IV.2	Etude des escaliers :	58
IV.2.1	Définition :	58
IV.2.2	Fonctions d'un escalier :	59
IV.2.3	Vérification de prédimensionnement	60
IV.2.4	Descente des charges :	62
IV.2.5	Calcul de ferraillage :	65
IV.2.6	Vérification de la flèche :	69
IV.2.7	Poutre palière :	69
IV.2.7.1	Le pré dimensionnement de la poutre :	69
IV.2.7.2	Calcul de Ferraillage :	71
IV.3	Etude de l'acrotère :	72
IV.3.1	Définition :	72
IV.3.2	Hypothèses de calcul :	72
IV.3.3	Evaluation des charges et surcharges :	72
IV.3.4	Calcul des sollicitations :	73
IV.3.5	Calcul de l'excentricité :	73
IV.3.6	Ferraillage de l'acrotère ;	74
IV.4	Etude des balcons :	77
IV.4.1	Descente de charges :	77
IV.4.2	Calcul de charge due aux poids de mur :	77
IV.4.3	Calcul de ferraillage :	78
IV.4.4	Détermination des contraintes :	79
IV.4.5	Vérification des contraintes de cisaillement :	80
IV.4.6	Vérification de la flèche :	80
IV.5	Etude de l'ascenseur :	80
IV.5.1	Définition :	80

IV.5.2	Etude de la dalle d'ascenseur :.....	81
IV.5.3	Calcul du ferrailage :.....	82
IV.5.4	Calcul des espacements : pour une fissuration PN.	84

Chapitre V : Etude sismique

V.1	Introduction.....	87
V.2	Combinaison d'action :.....	89
V.3	Modélisation de la structure étudiée :.....	89
V.3.1	Modélisation mathématique :.....	89
V.3.2	Description du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional :.....	89
V.3.3	Modélisation des éléments structuraux :	90
V.4	Méthode de calcul :	90
V.5	La méthode statique équivalente :.....	90
V.6	La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :.....	91
V.7	La méthode d'analyse modale spectrale :.....	91
V.7.1	Détermination du paramètre du spectre de réponse :	91
V.7.2	Spectre de réponse de calcul :.....	95
V.8	Modélisation :.....	96
V.8.1	Justification vis-à-vis l'estimation de la période fondamentale :.....	96
V.8.2	Les dispositions des voiles :	96
V.8.3	Nombre de modes à considérer :.....	97
V.8.4	Justification vis-à-vis la force sismique :	98
V.8.5	Justification vis-à-vis la sollicitation normale :	99

Chapitre VI : Etude des portiques

VI.1	Introduction :.....	105
VI.2	Définition :.....	105
VI.3	Ferrailage des portiques :.....	105
VI.3.1	Combinaisons d'actions :	105
VI.3.2	Ferrailage des poutres :.....	106
VI.3.3	Etude des poteaux :	115
VI.3.3.1	Combinaison de charges :.....	116
VI.3.3.2	Principe de calcul :.....	116
VI.3.3.3	Ferrailage des poteaux :.....	116

Chapitre VII : Etude des voiles

VII.1	Etude des Voiles.....	130
VII.1.1	Introduction :.....	130
VII.1.2	Ferraillage des voiles :.....	130

Chapitre VIII : Etude de fondation

VIII.1	Introduction.....	138
VIII.1.1	Etude des fondations :.....	138
VIII.1.2	Choix du type des fondations :.....	138
VIII.1.3	Les combinaisons d'action :.....	138
VIII.2	Calcul des semelles :.....	139
VIII.2.1	Dimensionnement :.....	139
VIII.2.2	Pré dimensionnement :.....	139
VIII.3	Etude du radier :.....	140
VIII.3.1	Pré dimensionnement du radier :.....	140
VIII.3.2	Pré dimensionnement des poutres :.....	143
VIII.3.3	Détermination des sollicitations :.....	143
VIII.4	Ferraillage du radier :.....	144
VIII.4.1	Ferraillage de la dalle :.....	144
VIII.4.2	Calcul du ferraillage de la dalle pleine :.....	146

Conclusion generale

Bibliographie

Liste des figures

Chapitre I : Généralités

Figure I.3.1 : vu en en plan d'une structure	2
Figure I.3.2:coupe de la structure	3
Figure I.4.1: Coupe transversale du mur extérieur	5

Chapitre II : Prédimensionnements et descente des charges

Figure II.2.1 : Section des poutres principales.....	11
Figure II.2.2 : Section des poutres secondaire.....	12
Figure II.3.1:Nervure du plancher à corps creux.....	13
Figure II.5.1 : Surface afférente au poteau le plus sollicité.	15
Figure II.5.2 :la section réduite du poteau	16
Figure II.6.1 : Coupe sur voile en élévation.....	24

Chapitre III : Etude des planchers

Figure III.1-1: Différents niveaux	27
Figure III.3-1:Schéma des poutrelles	29
Figure III.3-2: Section de calcul.	30
Figure III.4-1: section de calcul	36
Figure III.4-2: Section de calcul en travée.	36
Figure III.4-3:Section de calcul en appuis.....	39
Figure III.4-4: cas des charges	46
Figure III.5-1: Ferrailage de la dalle de compression	57

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Figure IV.2-1 : vu en plan de la cage d'escalier.....	58
Figure IV.2-2 : coupe sur la cage d'escalier	58
Figure IV.2-3:Escaliers à volées droites avec paliers intermédiaires	59
Figure IV.2-4: vue en plan de l'escalier	60
Figure IV.2-5:schéma statique d'escalier	61
Figure IV.2-6:Les charges appliqués sur volée et palier a L'ELU.....	63
Figure IV.2-7: Les charges appliqués sur volée et palier aL'ELS	63
Figure IV.2-8:uniformité des charges a ELU.....	64

Figure IV.2-9: uniformité des charges à ELS	64
Figure IV.2-10: sollicitation des charges a ELU.....	64
Figure IV.2-11: sollicitation des charges a ELS	65
Figure IV.2-12: Section d'escalier à ferrailer.	66
Figure IV.2-13: ferraillage a ELU	67
Figure IV.2-14: sollicitation sur la poutre palier.....	70
Figure IV.2-15: ferraillage de la section transversal du poutre palier	71
Figure IV.3-1: Coupe transversale de l'acrotère.	72
Figure IV.3-2: Section de l'acrotère à ferrailer.....	74
Figure IV.3-3: ferraillage de l'acrotère.....	76
Figure IV.4-1: coupe sur le balcon	77
Figure IV.5-1 : ferraillage de l'ascenseur :	85

Chapitre V : Etude sismique

Figure V.1-1: Modélisation du bâtiment.....	88
Figure V.7-1: Diagramme du spectre de réponse (Programme du RPA).	95
Figure V.8-1: disposition des voiles type 1.....	96
Figure V.8-2: disposition des voiles type 2.....	97

Chapitre VI : Etude des portiques

Figure VI.3-1: Section de calcul en travée.....	107
Figure VI.3-2: Section de calcul en Appuis.....	109
Figure VI.3-3: Ferrailage des poutres principales	114
Figure VI.3-4: Ferrailage des poutres secondaires	114
Figure VI.3-5: Sollicitation sur les poteaux.	115
Figure VI.3-6: section de calcul poteau	117
Figure VI.3-7: zone nodale [RPA99/2003. Fig.7.2]......	117
Figure VI.3-8: Armatures transversales dans la zone de recouvrement	119
Figure VI.3-9: coupe d'un poteau de dimensions (55×55) cm.....	122
Figure VI.3-10: ferraillage de poteau	128

Chapitre VII : Etude des voiles

Figure VII.1-1:Schéma d'un voile.....	130
Figure VII.1-2:disposition des armatures verticales et horizontales dans les voiles.....	133
Figure VII.1-3:disposition des voiles.....	133
Figure VII.1-4:voile le plus défavorables.....	134
Figure VII.1-5:section de calcul.....	134
Figure VII.1-6:dispositions du ferrailage longitudinal du voile.....	136

Chapitre VIII : Etude des Fondation

Figure VIII.2-1:Semelle isolée.....	139
Figure VIII.3-1:Schéma statique du radier général.....	140
Figure VIII.3-2:panneau le plus défavorable.....	141
Figure VIII.3-3:dimension de la poutre.....	143
Figure VIII.4-1:Schéma du panneau de la dalle.....	145
Figure VIII.4-2:Enrobage.....	147
Figure VIII.4-3:Section de calcul dans le sens yy.....	147
Figure VIII.4-4:ferrailage de la dalle de radier.....	152

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités

Tableau I.7-1 : Valeurs de la limite d'élasticité f_e	9
---	---

Chapitre II : Prédimensionnements et descente des charges

Tableau II.4-1 : Charges du plancher terrasse	14
Tableau II.4-2 : Charges du plancher étage courant	14
Tableau II.4-3:récapitulatif des charges et combinaison des charges	15
Tableau II.5-1 : Tableau récapitulatif des charges permanents et des surcharges d'exploitation	18
Tableau II.5-2:Tableau récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V 2003)	22
Tableau II.5-3 Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.....	23

Chapitre III : Etude des planchers

Tableau III.4-1: Evaluation de la charge.....	40
Tableau III.4-2: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse (x_0) en ELU.....	47
Tableau III.4-3:Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en ELS	47
Tableau III.4-4:Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse (x_0) en ELU	48
Tableau III.4-5: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse(x_0) en ELS	49
Tableau III.4-6:T Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse (x_0) en ELU	49
Tableau III.4-7: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en ELS	50
Tableau III.4-8:Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en ELU	50
Tableau III.4-9:Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en ELS	51
Tableau III.4-10:Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en ELU	51
Tableau III.4-11:Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en ELS	52
Tableau III.4-12:tableau récapitulatif de ferrailage de poutrelles	54

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Tableau IV.2-1:Charges permanentes du Palier	62
Tableau IV.2-2: Charges permanentes du Palier.....	62
Tableau IV.3-1: Combinaisons d'action de l'acrotère.....	73
Tableau IV.5-1:Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous un chargement uniformément répartie.....	83

Chapitre V : Etude sismique

Tableau V.7-1: coefficient d'accélération A.....	91
Tableau V.7-2: Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4)	94
Tableau V.7-3: Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage.....	94
Tableau V.8-1: tableau de Période et facteur de participation modale.....	98
Tableau V.8-2: Vérification de la résultante des forces sismiques.	99
Tableau V.8-3: Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal.	100
Tableau V.8-4: Valeurs du déplacement sens (x,x').	101
Tableau V.8-5: Valeurs du déplacement sens (y,y').	101
Tableau V.8-6: Valeur l'effet P- Δ (Sens longitudinal).....	102
Tableau V.8-7: Valeur l'effet P- Δ (Sens longitudinal)	103

Chapitre VI : Etude des portiques

Tableau VI.3-1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts.....	107
Tableau VI.3-2: Tableau récapitulatif de ferrillages des poutres principales et secondaires.....	113
Tableau VI.3-3: Tableau récapitulatif des sections des poteaux.....	119
Tableau VI.3-4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts	120
Tableau VI.3-5: Tableau récapitulatif du ferrillage des poteaux.....	127

Chapitre VII : Etude de fondation

Tableau VII.3-1: Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements	135
--	-----

Chapitre VIII : Etude des Fondation

Tableau VIII.3-1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements.....	144
Tableau VIII.4-1: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées	146

Notation

G	Action permanente
Q	Action d'exploitation
E	Action accidentelle
Q_u	Chargement ultime
Q_{ser}	Chargement de service
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\sigma}_{st}$	Contrainte admissible du béton
$\bar{\tau}_u$	Contrainte ultime de cisaillement
σ_{bc}	Contrainte du béton
σ_{st}	Contrainte d'acier
τ_u	Contrainte de cisaillement
f_{bc}	Contrainte de calcul
f_{cj}	Résistance à la compression du béton a {j} jours
f_{tj}	Résistance à la traction du béton a {j} jours
f_{c28}	Résistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours d'âge
A_{st}	Section d'armature
A_r	Armature de répartition
γ_b	Coefficient de sécurité de béton
γ_s	Coefficient de sécurité d'acier
θ	Coefficient d'application
η	Facteur de correction d'amortissement
I_x, I_y	Moment d'inertie
i_x, i_y	Rayon de giration
μ_u	Moment ultime réduit
α	Position relative de la fibre neutre
Z	Bras de levier
d	Distance séparant entre la fibre la plus comprimée et les armatures inferieures
d	Distance entre les armatures et la fibre neutre (armature inf)
B_r	Section réduite
M	Moment fléchissant
T	Effort tranchant, période
N	Effort normal
A	Coefficient d'accélération de zone
D	Facteur d'amplification dynamique
R	Coefficient de comportement global de la structure

Q	Facteur de qualité
W	Poids total de la structure
V	Force sismique total
W_i	Poids au niveau {i}
C_r	Coefficient de période
β	Coefficient de pondération
S_T	Espacement
λ	Elancement
e	Epaisseur
f	Flèche
\bar{f}	Flèche admissible
L	Longueur ou portée
L_f	Longueur de flambement
M_u	Moment ultime
M_{ser}	Moment de service
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
K	Coefficient de raideur de sol
ε	Déformation relative
ε_{bc}	Déformation du béton en compression
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
E_{ij}	Module d'élasticité instantané
E_{vj}	Module d'élasticité différé
E_s	Module d'élasticité de l'acier

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

La conception d'une structure aux normes parasismique est un problème Relativement complexe vu la nécessité de respecter les exigences de sécurité Imposées par les règlements et selon l'importance du projet sans oublier le coté Économique lié aux coûts des matériaux de construction, qui ont tendance à Augmenter, pour minimiser les dépenses et obtenir ainsi le meilleur rapport sécurité/prix.

Le règlement parasismique algérien évolue en parallèle avec l'activité Terrestre pour déterminer les modifications et les rectifications à apporter pour Subvenir aux problèmes et besoins des structures en matière de stabilité sous Forme des lois.

L'étude sera menée sur un bâtiment en sous-sol + entresol + RDC+9 étages à usage d'habitation implanté en zone de moyenne Sismicité (zone IIa), le bâtiment est constitué par des portiques (poteaux-poutres) Contreventé par des voiles en béton armé. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- La première étape portera sur la présentation complète du bâtiment, la Définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- La deuxième étape sera la détermination des actions verticales affectant la Structure et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non Structuraux du bâtiment
- La troisième étape sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, L'escalier, les poutrelles et la table de compression).
- La quatrième étape consiste à l'application de la méthode dynamique pour déterminer les charges sismiques (horizontales) et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul ROBOT 2020.
- La cinquième étape sera le calcul de ferrailage des éléments résistants (Poutres ; poteaux ; voiles).
- La sixième étape sera le calcul des fondations (type ; dimensions et Ferrailages).

CHAPITRE I

GENERALITES

I Généralités

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...).

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) et le dimensionnement, ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armé de dix niveaux (R+9). Le bâtiment fait partie d'un projet de réalisation de 60 logements promotionnels aides LPA à Mostaganem.

Cette structure est destinée à usage habitation

D'après les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003), la willaya de Mostaganem, lieu d'implantation de l'ouvrage, est classée comme zone de moyenne Sismicité (Zone IIa), et le bâtiment dans le groupe d'usage 2 (ouvrages courants ou d'importance moyenne).

I.3 Caractéristiques générales :

I.3.1 Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

Dimensions en élévation :

- ❖ La hauteur de niveau sous- sol est :..... 2,89 m
- ❖ La hauteur de niveau de RDC est :.....3,06 m
- ❖ La hauteur du 1er au 9ème étage est :.....3,06 m
- ❖ La hauteur totale du bâtiment est :..... 31,10 m (avec L'acrotère)
- ❖ La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée par un escalier et un ascenseur.
- ❖ La terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

Dimensions en plans :

- ❖ La longueur totale du bâtiment en plan est :.....21,35 m.
- ❖ La largeur totale du bâtiment en plan est :.....20,95 m.

I.3.2 Caractéristiques géotechniques du sol :

D'après la conclusion de l'étude géotechnique le sol d'implantation est constitué essentiellement par des argiles sableuses La contrainte admissible du sol est estimée à $\bar{\sigma} = 2,1$ bars.

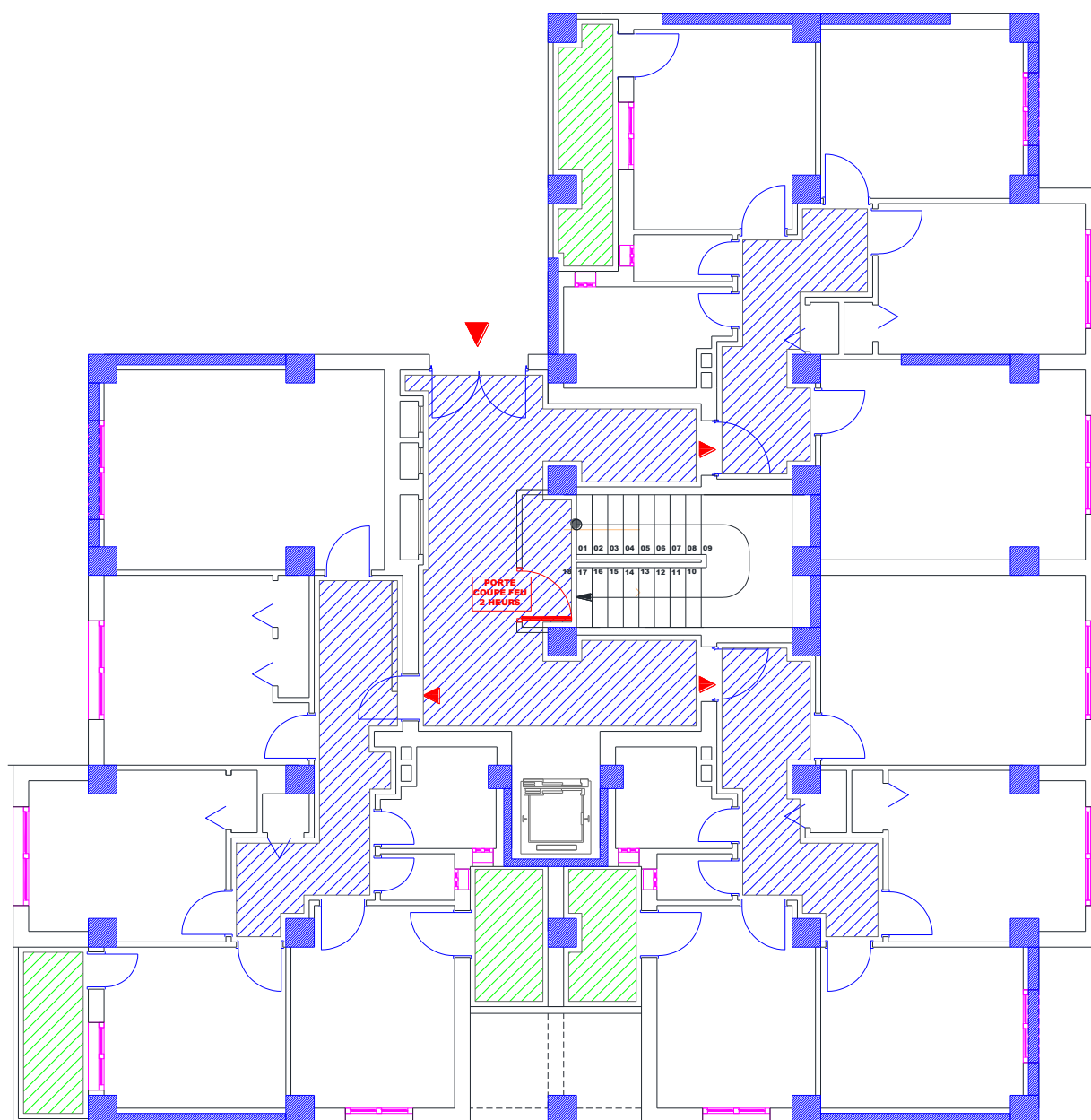


Figure I.3.1 : vu en en plan d'une structure

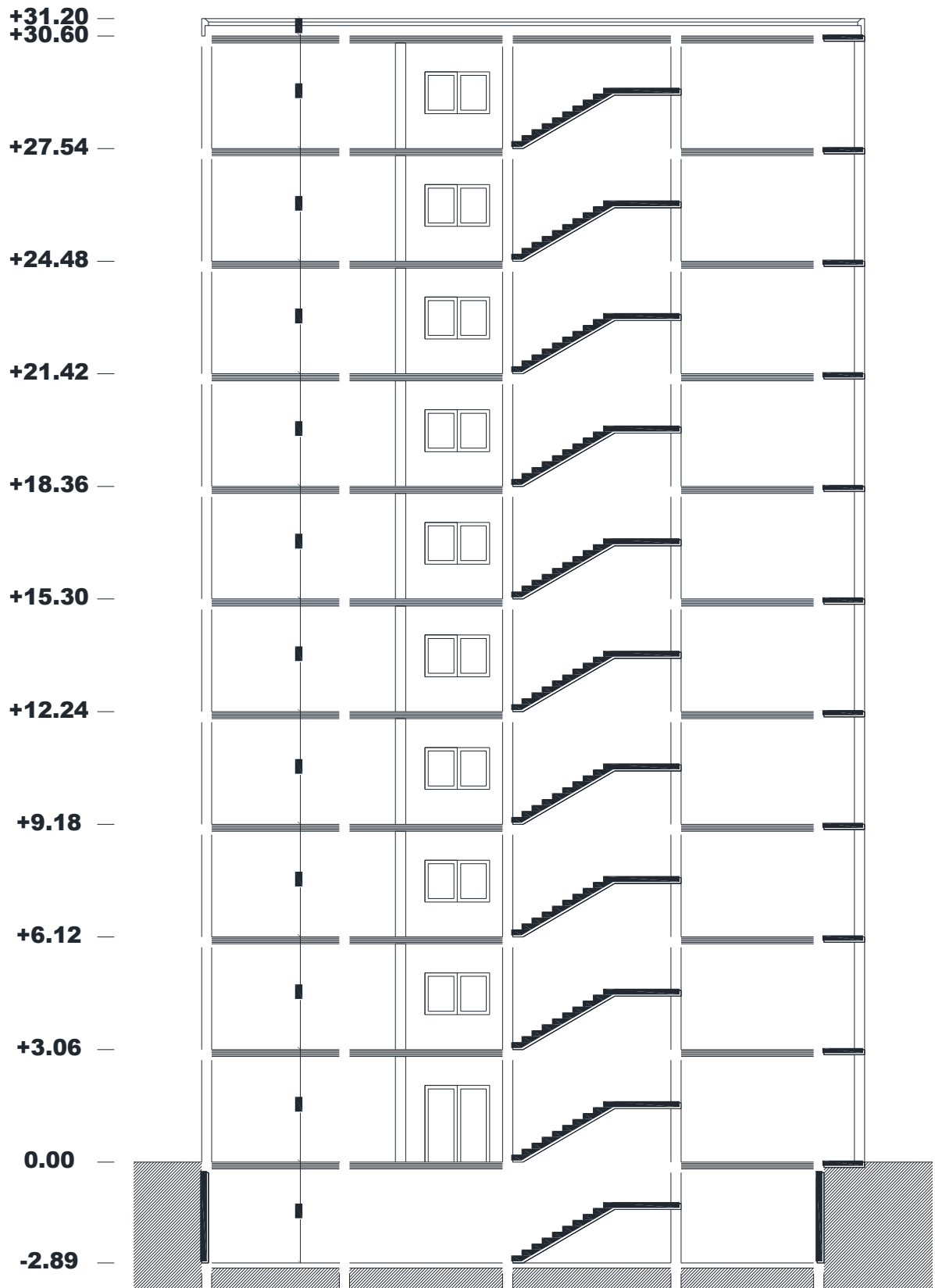


Figure I.3.2: coupe de la structure

I.4 Caractéristiques structurales :

- **Système de contreventement :**

L'ouvrage en question fait objet de l'application des règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003. Ce règlement classe les systèmes de contreventement en catégories, en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. Cette classification se traduit, dans les règles et méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (tableau 4.3 du RPA99/Version 2003).

Etant donné que notre ouvrage est en béton armé et que sa hauteur hors sol est de 30,94m, quatre (04) systèmes de contreventement peuvent être retenus (Article 3.4.A), à savoir :

Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (R=5) ;

Système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé (R=4).

Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (R=3.5).

Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par un noyau en béton armé (R=3.5).

En ce qui nous concerne, on privilégiera le premier système pour sa meilleure ductilité(R=5).

- **Les planchers :**

Les planchers sont semi-préfabriqués en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

- **Les balcons :**

Les balcons seront réalisés en dalle pleine de 15 cm d'épaisseur.

- **Ascenseur :**

Le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par les murs voile.

- **Escaliers :**

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements entres étages.

Notre structure comporte un seul type d'escaliers :

- Escalier droit (2palier / volée).

- **Terrasse :**

Il existe un seul type de terrasses :

- Terrasse inaccessible.

- **La maçonnerie :**

Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse à double parois (celle de l'intérieur de 10cm et celle de l'extérieur de 15cm séparées par une lame d'air de 5cm d'épaisseur).

Les murs intérieurs (cloison de séparation) sont en simple parois réalisés avec deux types de brique.

- Des briques de 15cm d'épaisseur (salle d'eau des chambres).
- Des briques de 10cm d'épaisseur (pour les autres séparations).

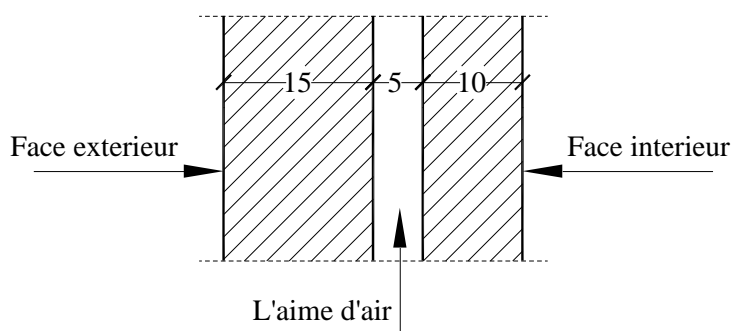


Figure I.4.1: Coupe transversale du mur extérieur

- **Revêtement :**

- Enduit plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Carrelage pour les plancher accessible.
- Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration d'eau et assurant une isolation thermique.

- **Isolation :**

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour déréalisation.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le Plancher terrasse.

- **L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment encastré au niveau des planchers terrasses. Dans notre projet on a le même acrotère sur les deux planchers de terrasses inaccessibles (terrasse de premier et dernier niveau).

Règlements, normes et documents utilisés :

Notre projet est étudié conformément aux règlements et documents suivants :

DTR BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).

DTR BC 2.41 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé : CBA 93).

BAEL 91 modifier 99 (Béton armé aux états limites).

DTR-BC2.48 (Règlement parasismique algérien RPA99 /version 2003).

DTR-BC2.331 (Règle de calculs des fondations superficielles).

Plans d'architectures.

Conclusion de l'étude géotechnique.

I.5 Domaine d'application des règles B.A.E.L91 :

Les règles de calcul B.A.E.L91 sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé dont le béton mis en œuvre est constitué de granulats naturels normaux avec un dosage en ciment au moins égal à 300kg/m².

I.6 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (efforts normal et effort tranchant) et les moments (moment fléchissant et moment de torsion) calculés à partir des actions obtenus grâce à des méthodes appropriées.

D'une façon générale les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un modèle élastique et linéaire. On emploie les procédés de la mécanique des structures à partir des combinaisons d'actions. Pour la détermination des inconnues hyperstatiques, on prend en compte la section totale de béton seul, les pièces sont supposées non fissurées et sans armatures.

I.7 Caractéristique des matériaux :

I.7.1 Béton Armé :

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction.

Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

- L'acier adhère au béton ce qui permet la transmission des efforts d'un matériau à l'autre.
- Il n'y a pas de réaction chimique entre l'acier et le béton (sauf lorsqu'on emploie certains adjuvants).
- Le coefficient de dilatation thermique est sensiblement le même pour les deux matériaux (11.10^{-6} pour l'acier et 10^{-6} pour le béton).

I.7.2 Le béton :

- **Composition du béton :**

Le béton est un mélange complexe avec des proportions de granulats et des liants.

(Ciment) malaxé avec de l'eau pour obtenir une pâte maniable.

Béton = ciment + gravier + sable + l'eau de gâchage.

Le béton sera fabriqué mécaniquement suivant une composition qui respecte les normes prescrites dans le BAEL, et tout le règlement applicable en Algérie

- Ciment utilisé CPJ (dosage 350 kg / m³) ;
- Sable 400 litres / m³ (DS \square 0,5 mm) ;
- Gravier 800 litres / m³ ((de 3/8 ; 8/15 ; 15/25mm) et
- L'eau de gâchage 160 à 180 litres / m³.

- **Résistance du béton :**

- **À la compression :**

Un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression (C.B.A 93, A2.1.1.1) à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa

La résistance caractéristique à la compression f_{cj} à l'âge de $j \leq 60$ jours, est :

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,76 + 0,83 j)} \text{ Mpa pour } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(1,4 + 0,95 j)} \text{ Mpa pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$$

Pour : $j \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1 \text{ MPa}$

On prévoit une résistance du béton à 28 jours de 25MPa facilement atteinte dans les chantiers régulièrement contrôlés. D'où : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

- **A la traction : [C.B.A 93/A2.1.1.2]**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement défini par la relation : $f_{ij} = 0,6 + 0,06f_{cj}$ (en MPa)

Cette formule étant valable pour les valeurs de : $f_{cj} \leq 60\text{MPa}$

On aura donc pour : $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1\text{MPa}$

Pour : $f_{cj} \geq 60\text{MPa}$; $f_{cj} =$

• **Contraintes limites de compression :**

La contrainte admissible de compression à l'état limite ultime est donnée par :

$$\sigma_b = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \quad [\text{C. B. A 93, A. 4. 5. 2}]$$

Avec : $\gamma_b = 1,5$ pour les cas courants (E.L.U).

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

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} ; [\text{C. B. A 93, A. 4. 5. 2}].$$

Pour : $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15\text{MPa}$.

• **Contrainte limite de cisaillement : [C.B.A 93/A5.1.2.1]**

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right]$$

$$\bar{\tau}_u = \min[3,34\text{MPa}; 4 \text{ Mpa}] = 3,34 \text{ Mpa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right]$$

$$\bar{\tau}_u = \min[2,5 \text{ Mpa}; 4 \text{ Mpa}] = 2,5 \text{ Mpa}.$$

• **Module d'élasticité : [C.B.A 93/A2.1.2]**

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante :

Module instantané : pour les charges appliquées avant 24h.

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} ; f_{cj} \text{ exprimée en MPa.}$$

Le module différé : pour les charges de long de durée.

$$E_{ij} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} ; f_{cj} \text{ exprimée en MPa.}$$

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25\text{MPa}$

Donc : $E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$ et $E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$.

I.7.3 L'Acier :

- **La limite d'élasticité f_e :**

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes sont données par le tableau suivant :

Tableau I.7-1 : Valeurs de la limite d'élasticité f_e

Aciers	Nuances	f_e (Mpa)	Diamètre
Ronds lisses	FeE235	235	Ø 6 et Ø8
Barres H.A	FeE400	400	8, 10, 12, 14,16 et 20
Treillis soudés en fils lisses	TLE520	520	TS Ø4 (15 × 15) cm ²

L'acier choisi pour les armatures longitudinales est un acier à haute adhérence HA FeE400 type 1 limite d'élasticité (**$f_e = 400$ MPa**) ; et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE235 ($f_e = 235$ MPa).

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier « Es » est pris égal à :

$E_s = 2.105$ MPa [C. B. A 93/A2. 2. 1].

- **Contraintes limites :**

- **Etat limite ultime : [C.B.A 93/A.4.3.2]**

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa (Situations durables et transitoire)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa (Situations accidentelles)}$$

- **Etat limite de service : [C.B.A 93/A.4.5.3]**

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = (\text{Mpa}) = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable : } \bar{\sigma}_s = (\text{Mpa}) = \min [0,5 f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}]$$

f_e : désigne la limite élastique des aciers utilisés ;

f_{t28} : La résistance caractéristique à la traction du béton exprimée en MPa et

$$\eta: \text{Coefficient de fissuration } \eta = \begin{cases} 1 \rightarrow RL \\ 1,6 \rightarrow HA \end{cases}$$

CHAPITRE II

PREDIMENSIONNEMENTS ET DECENT DE CHARGE

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants (planchers, poutres, poteaux et voiles) est une étape importante qui représente la base de justification à la résistance ; la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- a) Sollicitation verticale : charge permanente et charge d'exploitation
- b) Sollicitation horizontale : généralement les séismes.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de la structure doit être conforme aux règles **B.A.E.L91-CBA93-RPA99V2003**.

II.2 Le pré dimensionnement des poutres :

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

- **Critère de flèche :**

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

Avec :

L : longueur de la poutre.

h : hauteur du poutre.

b : largeur du poutre.

- **Conditions imposées par le RPA99.V2003 :**

- $b \geq 20\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$
- $\frac{h}{b} < 4$

II.2.1 Poutre principale :

On a : $L_{\max} = 420\text{cm}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{420}{15} \leq h \leq \frac{420}{10} \rightarrow 28\text{cm} \leq h \leq 42\text{cm}$$

On prend **b = 30 cm** et **h = 40cm**

Donc la section de la poutre principale est de dimension $(30 \times 40)\text{cm}^2$

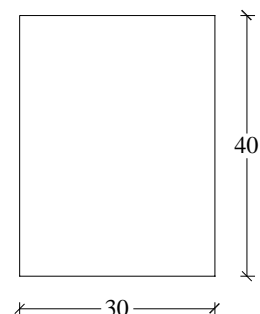


Figure II.2.1 : Section des poutres principales

Vérification :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \end{array} \right. \rightarrow \text{CV}$$

II.2.2 Poutre secondaire :

On a : $L_{\max} = 345\text{cm}$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \rightarrow \frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10} \rightarrow 23\text{cm} \leq h \leq 34.5\text{cm}$$

On prendre **b = 30 cm** et **h = 35 cm**

Donc la section de la poutre principale est de dimension

$$(30 \times 30)\text{cm}^2$$

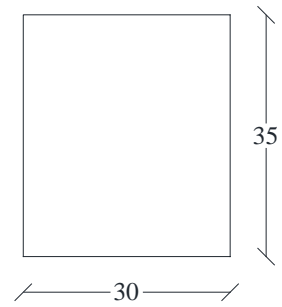


Figure II.2.2 : Section des poutres secondaire

Vérification :

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{CV} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{35} = 0,85 < 4 \end{cases}$$

II.3 Le pré dimensionnement des planchers :

Il y a deux types de planchers :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine.

II.3.1 Plancher à corps creux : à deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) ; poutrelles en **T** comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- Elément de remplissage (de coffrage) contrefort en béton ou les quelle est coulées la dalle de compression en béton armé d'un trais soudés qui donne l'informatité de répartition des charges.

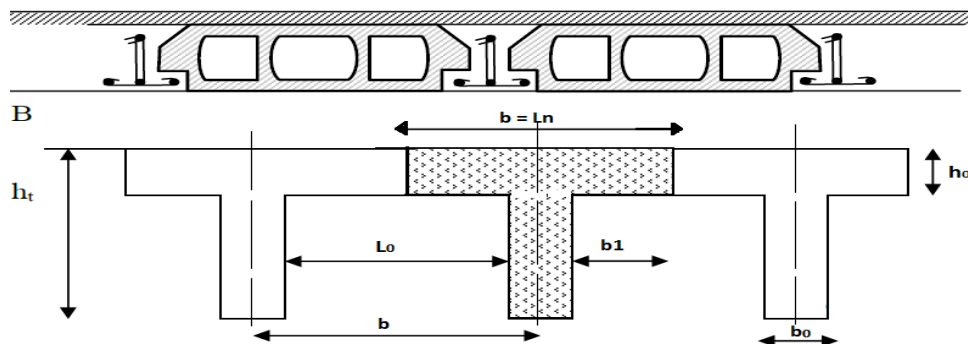


Figure II.3.1: Nervure du plancher à corps creux

La hauteur de plancher est déterminée par la condition de flèche suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

h_t : la hauteur de la poutrelle en cm

L_{\max} : la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle

$$\frac{390}{25} \leq h_t \leq \frac{390}{20} \rightarrow 15.16 \leq h_t \leq 19.5$$

Alors : on adopte un plancher d'une épaisseur de :

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

II.3.2 Plancher à dalle pleine :

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur (e) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose la dalle.

Puis qu'il n'y a pas des panneaux continus de plancher en dalle plein l'étude de cette dernière était bornée que sur les bêtiments secondaires

- Dalle pleine (Balcon).
- Dalle plein (Ascenseur).

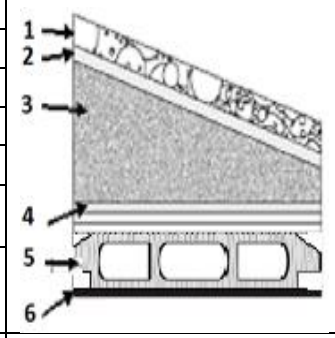
II.4 Descente de charge :

II.4.1 Plancher terrasse inaccessible :

Charges permanentes :

Tableau II.4-1 : Charges du plancher terrasse

Niveau	Matériaux	Ep (cm)	P (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	4	0,2	0,80
2	Etanchéité multicouche	2	/	0,12
3	Forme de pente en béton	7	0,22	1,54
4	Isolation thermique	/	/	0,10
5	Corps creux + dalle de compression	(16+4)	/	2,80
6	Enduit en ciment	1,5	0,18	0,36
				Gt=5,72 KN/m²



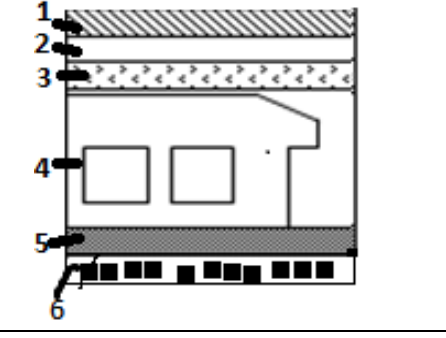
Surcharge d'exploitation :

Terrasse inaccessible $\Rightarrow Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$

Plancher étage courant :

Tableau II.4 2 : Charges du plancher étage courant

Matériaux	Ep (cm)	P (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
Carrelage scellés	2	/	0,5
Mortier de pose	2	0,22	0,44
Sable	1	0,17	0,17
Corps creux + la dalle de compression	(16+4)	/	2,80
Enduite ciment	1.5	0,18	0,27
Cloison légères	10	/	0,90
			Ge =5,08 KN/m²



Charges permanentes :

Surcharge d'exploitation :

Locaux à usage habitation $\rightarrow Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.4 3: tableau récapitulatif des charges et combinaison des charges

Charge et niveau	Destination	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	E.L.U 1.35G+1.5Q	E.L.S G+Q
Plancher terrasse	Inaccessible	5,72	1,00	9,222	6,72
R.D.C \rightarrow 9 ^{ème} étage	Habitation	5,08	1,50	9,108	6,58

II.5 Prédimensionnements des poteaux :

Pour le prédimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1 et n à partir du sommet du bâtiment.

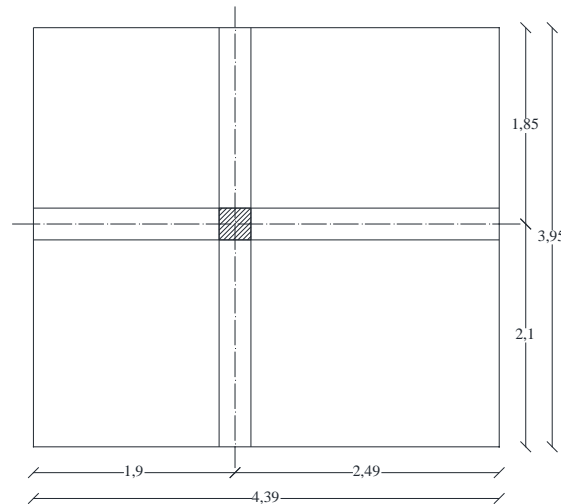


Figure II.5.1 : Surface afférente au poteau le plus sollicité.

Dégression des surcharges d'exploitation (DTR BC.2.2) page 16

- Sous le toit ou la terrasse : Q_0 .
- Sous le premier étage à partir du sommet ($i = 1$) : $Q_0 + Q_1$.
- Sous le deuxième étage ($i = 2$) : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous le troisième étage ($i = 3$) : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous le quatrième étage ($i = 4$) : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Sous le cinquième étage ($i = 5$) : $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- Sous le sixième étage ($i = 6$) : $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- Sous le septième étage et sous les suivants ($i \geq 7$) :

$$Q_0 + \frac{3+i}{2+i} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + \dots + Q_i).$$

Méthode de calcul

Le prédimensionnement des poteaux doit respecter les trois conditions suivantes :

- Condition de résistance et de stabilité
- Condition imposée par les règles parasismiques algériennes **RPA 99 version 2003**.

a) Condition de résistance et stabilité de forme

$$\text{On sait que : } B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0.9} \right) + 0.85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \cdot \sigma_s \right]}$$

D'après les règles parasismiques algériennes RPA 99 Version 2003.

On prend $\frac{A}{B_r} = 0,7\% = 0,007$ (Zone I).

On prend $\frac{A}{B_r} = 0,8\% = 0,008$ (Zone IIa).

On prend $\frac{A}{B_r} = 0,9\% = 0,009$ (Zone IIb et III).

Avec :

B_r : Section nette du béton ; $B_r = [(a-0,02)(b-0,02)]$.

θ : Facteur de durée d'application des charges ($\theta=1$).

σ_{bc} : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

N_G : Effort normal du aux charges permanentes

N_Q : Effort normal du aux charges d'exploitations

Il se calcul en appliquant la loi de digression des charges d'exploitations

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\lambda / 35 \right)^2 \text{ avec } \lambda \leq 35$$

β : coefficient qui dépend de l'élanement du poteau

Pour toutes les armatures participe on prend $\lambda = 35 \rightarrow \beta = 1,2$.

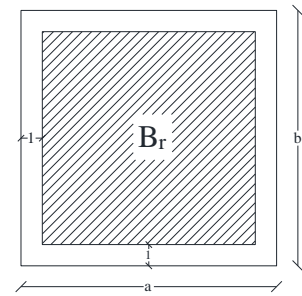


Figure II.5.2 : la section réduite du poteau

b) Conditions imposées par les règles parasismiques algériennes R.P.A 99 Version 2003.

1. $\text{Min}(h_1, b_1) \geq 25$ cm en Zone I et IIa $\text{min}(h_1, b_1) \geq 30$ cm en Zone IIb et III.

2. $\text{Min}(h_1, b_1) \geq h_e / 20$.

3. $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$.

Avec h_e : la hauteur libre d'étage.

Pour les sections circulaires :

$D \geq 25$ cm en zone I.

$D \geq 30$ cm en zone IIa

$D \geq 35$ cm en zones IIb et III

$D \geq h_e / 15$.

Tableau II.5-1 : Tableau récapitulatif des charges permanentes et des surcharges d'exploitation

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²) loi de dégression
Haute 9 -ème étage	5,72	1
Haute 8 -ème étage	10,80	2,5
Haute 7 -ème étage	15,88	3,85
Haute 6 -ème étage	20,96	5,05
Haute 5 -ème étage	26,04	6,10
Haute 4ere étage	31,12	7
Haute 3 -ème étage	36,20	7,75
Haute 2 -ème étage	41,28	8,5
Haute 1ere étage	46,36	9,25
Haute R.D.C	51,44	10
Haut Sous-sol	56,52	10,75

Exemple de calcul : (niveau 9^{ème} étage)

- La surface afférente est :

$$S_{\text{aff}} = 4.39 \times 3.95 = \mathbf{17,3405m^2}$$

- Poids propre des poutres principales et secondaires

$$P_{\text{pp}} = 25 \times 0,30 \times 0,40 = \mathbf{3 \text{ KN/mL}}$$

$$P_{\text{ps}} = 25 \times 0,30 \times 0,30 = \mathbf{2.25 \text{ KN/mL}}$$

- La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{\text{aff}} = 2,49 + 1,9 = \mathbf{4,39 \text{ m}}$$

- La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{\text{aff}} = 2,10 + 1,85 = \mathbf{3,95 \text{ m}}$$

- Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = P_{\text{pp}} \times L_{\text{aff}}(\text{pp}) + P_{\text{ps}} \times L_{\text{aff}}(\text{ps}) = (3 \times 4,39) + (2,25 \times 3,95) \Rightarrow \mathbf{Pt = 22,058KN}$$

$$NP = 1,35 \times P_t \times n \quad \text{Avec : } n = \text{Nombre de plancher}$$

$$NP = 1,35 \times 22,058 \Rightarrow \mathbf{NP = 29,78 \text{ KN}}$$

- Poids propre des planchers :

$$G_{\text{cumulé}} = 5,72 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulé}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{plancher}} = (1,35 \times G_{\text{cumulé}} + 1,5 \times P_{\text{cumulé}}) \times S_{\text{aff}}$$

$$N_{\text{plancher}} = [(1,35 \times 5,72) + (1,5 \times 1)] \times 17,3405 \Rightarrow N_{\text{plancher}} = 159,91 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{\text{plancher}} + N_p) = 1,15 \times (159,91 + 29,78)$$

$$\Rightarrow N_u = 189,69 \text{ KN.}$$

La section réduite de béton : $B_r \geq 0,6613690 \times N_u$

$$B_r \geq 0,6613690 \times 189,69 \Rightarrow B_r = 125,45 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$B_r = (a-2) \times (b-2) \geq 125,45 \text{ cm}^2$$

Pérennant une section carrée pour le poteau :

$$B_r = (a-2)^2 \geq \sqrt{125,45} + 2 \Rightarrow a = b = 13,20 \text{ cm}$$

Donc on choisit (30×30) cm² pour la section de poteau du dernier niveau (terrasse) et on doit faire la vérification suivante :

Remarque :

Les valeurs des charges permanentes et des surcharges d'exploitations sont cumulées pour le calcul des autres étages.

✓ **Vérification des conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :**

- $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \text{ (zone IIa)}$
- $\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$ Avec : $h_e =$ hauteur libre de l'étage.
- $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(30,30) \geq 25 \text{ cm} \dots \dots \text{ (zone IIa)} \\ \text{Min}(a, b) \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \\ 0,25 < \left(\frac{a}{b} = \frac{30}{30} = 1 \right) < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

- $\frac{N_u}{f_{c28} \times B_c} \leq 0,3$

$$B_c \geq \frac{N_d}{f_{c28} \cdot 0,3}$$

$$\text{AN : } B_c \geq \left(\frac{189,69}{25 \cdot 10^3 \cdot 0,3} \right) \times 10^4 \text{ en cm}^2 \quad B_c \geq 252,92 \quad a = 15,90 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Condition de flambement :**

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{et } B = a \times b \quad [\text{BAEL91 / B.8.4.1}]$$

✓ **Vérification des conditions de flambement :**

Selon les règles de conception et de calcul des structures en béton armé **DTR B.C 2.41 (CBA93)**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}, l_f = 0,7 l_0$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau

B : Section du béton

λ : l'élancement du poteau

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}} \Rightarrow \lambda = 3,46 \cdot \frac{l_f}{b} \Rightarrow \lambda = 3,46 \cdot 0,7 \cdot \frac{l_0}{b} = 2,422 \frac{l_0}{b} \leq 35$$

$$2,422 \cdot \frac{306}{30} = 24,70 \leq 35 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

Après le premier niveau qui vient après la terrasse en calcul la sollicitation au niveau de la surface afférente comme se suite :

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{\text{plancher}} + N_P + N_{\text{pot}})$$

Hauteur	Niveaux	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	Nu (pp+ps) [KN]	Nu Poteau [KN]	Nu Plancher [KN]	Nu [KN]	Br [cm]	A [cm]	Choix [cm]	Vérification RPA [cm ²]	Vérification Flambement
3,06	9 ^{ème} étage	5,72	1	29,78	-	159,91	189,69	125,45	13,20	30	252,92	24,70
3,06	8 ^{ème} étage	10,80	2,5	59,56	9,29	317,85	444,705	294,11	19,15	35	592,94	21,17
3,06	7 ^{ème} étage	15,88	3,85	89,34	21,94	475,79	587,07	388,27	21,70	35	782,76	21,17
3,06	6 ^{ème} étage	20,96	5,05	119,12	34,59	633,73	905,55	598,91	26,47	40	1207,40	18,53
3,06	5 ^{ème} étage	26,04	6,10	148,90	51,11	791,67	1140,43	754,24	29,46	40	1520,57	18,53
3,06	4 ^{ème} étage	31,12	7	178,68	67,63	949,61	1375,31	909,59	32,16	45	1833,75	16,47
3,06	3 ^{ème} étage	36,20	7,75	208,46	88,54	1107,55	1615,23	1068,26	34,68	45	1476,73	16,47
3,06	2 ^{ème} étage	41,28	8,5	238,24	109,45	1265,49	1855,16	1226,94	37,03	50	2473,55	14,82
3,06	1 ^{er} étage	46,36	9,25	268,02	135,27	1423,43	2100,73	1389,36	39,27	50	2800,97	14,82
3,06	RDC	51,44	10	297,8	161,08	1581,37	2346,29	1551,76	41,39	55	3128,39	13,47
2,89	Sous-sol	56,52	10,75	327,58	190,58	1739,31	2596,09	1716,97	43,44	55	3461,45	13,47

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm.}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 289 = 202,3 \text{ cm.}$$

Tableau II.5-2: Tableau récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V 2003)

Niveaux	Poteaux	Condition (1)	$\frac{h_e}{20}$ [cm]	Condition (2)	$\frac{a}{b}$	Condition (3)
		$\min(a, b) \geq 25 \text{ cm}$		$\min(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$		$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$
9 ^{ème} étage	30×30	Vérifiée	15,3	Vérifiée	1	Vérifiée
8 ^{ème} étage → 7 ^{ème} étage	35×35	Vérifiée	15,3	Vérifiée	1	Vérifiée
6 ^{ème} étage → 5 ^{ème} étage	40×40	Vérifiée	15,3	Vérifiée	1	Vérifiée
4 ^{ème} étage → 3 ^{ème} étage	45×45	Vérifiée	15,3	Vérifiée	1	Vérifiée
2 ^{ème} étage → 1 ^{er} étage	50×50	Vérifiée	15,3	Vérifiée	1	Vérifiée
RDC	55×55	Vérifiée	15,3	Vérifiée	1	Vérifiée
Sous-sol	55×55	Vérifiée	14,45	Vérifiée	1	Vérifiée

Tableau II.5-3 Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement

a	b	Niveaux	Poteaux [cm ²]	L ₀ [cm]	L _f [cm]	I[cm ⁴]	B[cm ²]	I[cm]	λ	λ ≤
30	30	9 ^{ème} étage	30×30	306	214,2	67500,00	900	8,66	24,70	CV
35	35	8 ^{ème} étage → 7 ^{ème} étage	35×35	306	214,2	125052,08	1225	10,10	21.18	CV
40	40	6 ^{ème} étage → 5 ^{ème} étage	40×40	306	214,2	213333,33	1600	11,55	18,54	CV
45	45	4 ^{ème} étage → 3 ^{ème} étage	45×45	306	214,2	341718,75	2025	12,99	16.47	CV
50	50	2 ^{ème} étage → 1 ^{er} étage	50×50	306	214,2	520833,33	2500	14,43	14.82	CV
55	55	RDC	55×55	306	214,2	762552.08	3025	15,87	13.48	CV
55	55	Sous-sol	55×55	289	202,3	762552.08	3025	15,87	12,74	CV

II.6 Prédimensionnement des voiles :

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le **RPA 99/2003 (article 7.7.1)** :

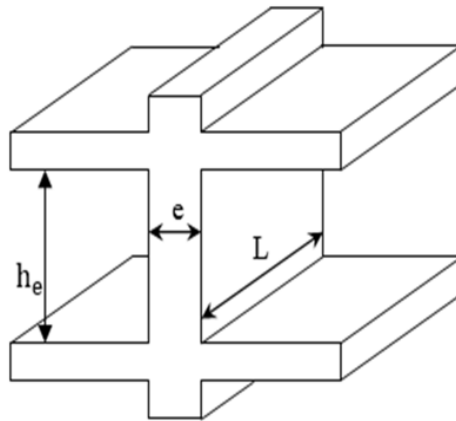


Figure II.6.1 : Coupe sur voile en élévation.

II.6.1 Voiles de contreventement :

Dans l'article 7.7.1 du **RPA99 (version 2003)** ; l'épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus ; cette épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées sur (la Fig. II.12)

$$\left\{ \begin{array}{l} e \leq \frac{L}{4} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \\ e_{min} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec :

L : Largeur du voile correspondant à la portée minimale.

e : Epaisseur du voile.

Avec ; h_e : Hauteur libre d'étage $\Rightarrow h_e = h - h_d$

h : Hauteur d'étage

h_d : Hauteur de la dalle

- $e \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$
- $e \geq \frac{306-20}{20} = 14,30 \text{ cm}$

On prendra : $e = 15 \text{ cm}$

II.6.2 Voile d'ascenseur :

Selon le RPA 99 (version 2003) [article 7.7.1]

$$\begin{cases} e_{min} = 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{he}{25} \end{cases}$$

- $e \geq \frac{306}{25} = 12,24$
- $e \geq \frac{286}{25} = 11,44$

On prend : **e= 15 cm.**

II.6.3 Voiles périphériques :

Selon le **RPA 99 (version 2003)**, l'épaisseur minimale du voile périphérique est de **15 cm.**

De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e . [**Article 7.7.1**]

$$\begin{cases} e_{min} = 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{he}{25} \end{cases}$$

- $e \geq \frac{(289-20)}{25} = 10,76$

On prendra : **e= 15c m**

CHAPITRE III

ETUDE DE PLANCHER

III.1 Introduction

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, ...). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement.

Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- Résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.
- Reprise des efforts horizontaux dus au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les murs voiles Périphériques et répartition de ces efforts aux éléments porteurs.
- Séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustique.
- Protection des personnes contre les risques d'incendie.

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

- Planchers à corps creux.
- Planchers à dalle pleine.

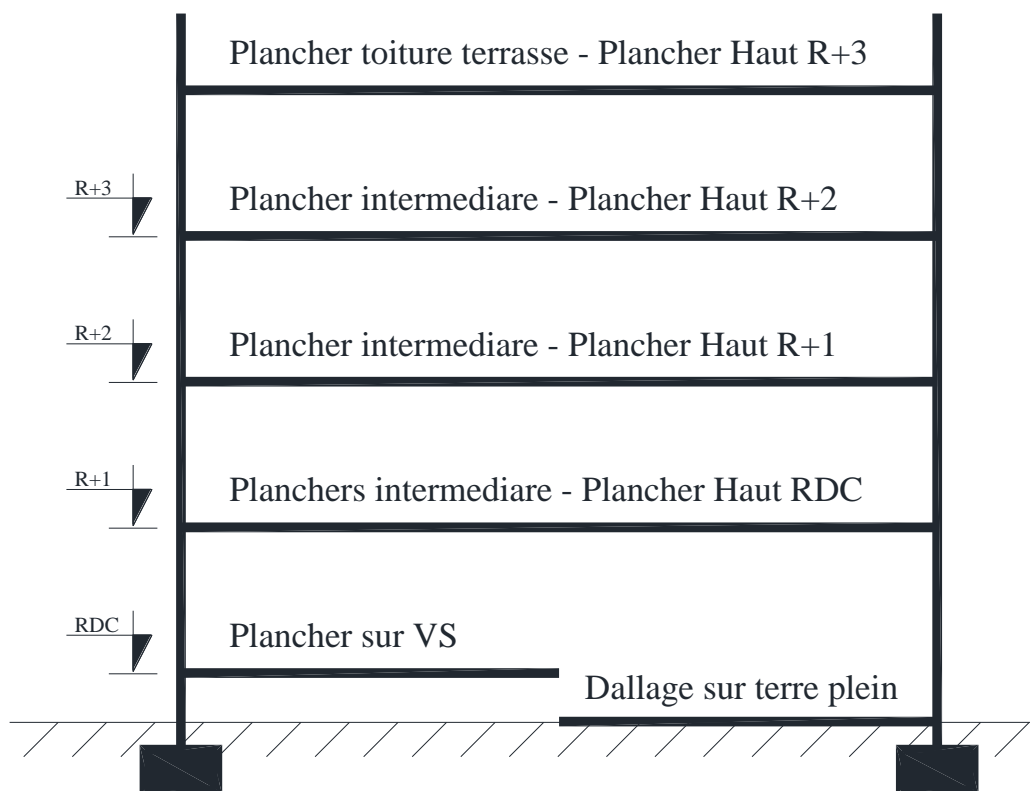


Figure III.1-1: Différents niveaux

Généralement, le plancher est constitué de 3 parties distinctes qui sont : le revêtement, la partie Portante et le plafond.

- **Partie portante** : est constituée par des poutres en B.A. ou en béton précontraint, des Poutrelles métalliques, des solives en bois, des dalles en béton armé pleines ou nervurées. La partie portante doit résister aux charges transmises par le poids propre (de l'élément porteur Lui-même, du revêtement et du plafond) ; les surcharges d'exploitation qui sont fonction de L'utilisation qu'on va faire du bâtiment ; le poids des diverses cloisons de séparation (dans le Cas de bâtiment à usage d'habitation, on assimilera leur effet à celui d'une charge Supplémentaire d'environ $75\text{kg}/\text{m}^2$).
- **Le revêtement** : repose sur la partie portante : ce peut être du carrelage, parqué en bois, dallages divers, revêtements synthétiques.
Il doit être adapté au type de la construction, il doit garantir essentiellement une isolation acoustique et thermique satisfaisante, tout en présentant un aspect esthétique.
- **Le plafond** : est réalisé sous l'élément porteur, c'est un enduit de plâtre, ce peut être des plâtres préfabriqués en matériaux de tous genres.
Il contribue à l'amélioration de l'isolation qui peut être obtenue tout en obéissant à l'esthétique.

III.2 Fonctions des planchers :

Les planchers doivent répondre aux critères suivants :

- **Résistance et stabilité (porteuse)**
 - ✓ Supporter les charges d'utilisation
 - ✓ Ne pas fléchir (limiter la flèche au moment du coffrage puis en cours d'utilisation)
 - ✓ Durabilité.
- **Etanchéité et protection**
 - ✓ À l'air.
 - ✓ Au feu.
 - ✓ Aux effractions.
- **Isolation thermique et acoustique**
 - ✓ Isolant thermiquement (par exemple au-dessus d'un garage)
 - ✓ Isolant acoustiquement (bruits d'impacts, ...).
- **Fonction architecturale**
 - ✓ Aspect décoratif en sous face
- **Fonctions techniques**
 - ✓ Facilité de mise en œuvre
 - ✓ Liaisons avec les porteurs verticaux
 - ✓ Passage de gaines (eau, chauffage, électricité, ...).

Suivant la destination de la construction, chacune des fonctions peut prendre plus ou moins d'importance.

III.3 Les planchers à corps creux

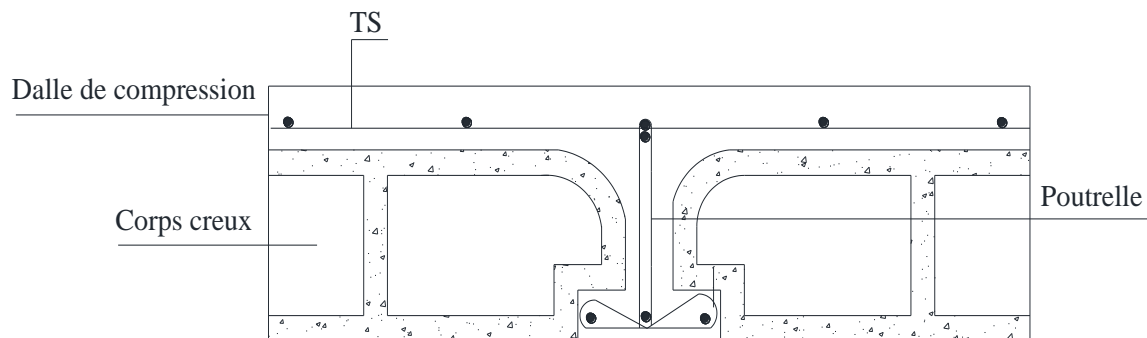
III.3.1 Définition

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux (Figure 2) :

- Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings),
- Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,

Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de Compression.

Le plancher est entouré par un chaînage horizontal.



III.3.2 Détermination des dimensions des poutrelles :

Selon le BAEL.91 les poutrelles avec la dalle de compression travaillent comme une section en T.

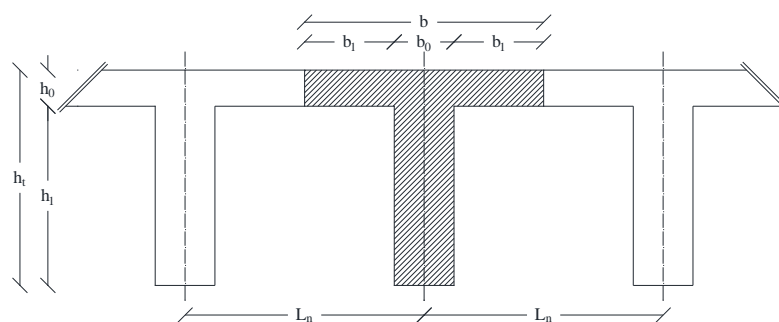


Figure III.3-1: Schéma des poutrelles

$$h_t = 20 \text{ cm} ; h_1 = 16 \text{ cm} ; h_0 = 4 \text{ cm}$$

Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux dans les différents étages :

Hauteur totale de 20 cm, dont 16 cm pour la hauteur du corps creux et 4 cm pour celle de la dalle de Compression

D'après le [BAEL91/A.4.1.3] ; on a : $L_n = 60 \text{ cm}$

$$\begin{cases} b_1 \geq \frac{L_n - b_0}{2} \\ b_1 \leq (6 \div 8)h_0 \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \end{cases}$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$) [DTR.B.C.2.2/Annexe C3].

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 4,60\text{m}$).

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

b_0 : Epaisseur de la nervure ($b_0 = 12\text{cm}$).

Donc :

$$\begin{cases} b_1 \leq 24\text{cm} \\ b_1 \leq 46\text{cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{cases}$$

On prend $b_1 = 24\text{cm}$.

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 60\text{cm}.$$

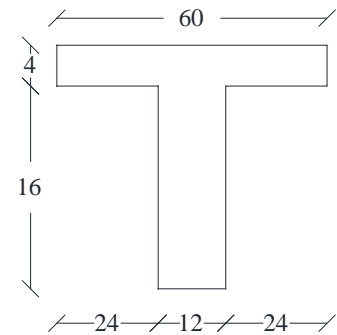


Figure III.3-2: Section de calcul.

La hauteur de l'entre vous et du plancher dépend de la portée des poutrelles. Par contre, l'entraxe Entre ces poutrelles est de 60 cm.

Pour la disposition des poutrelles il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens

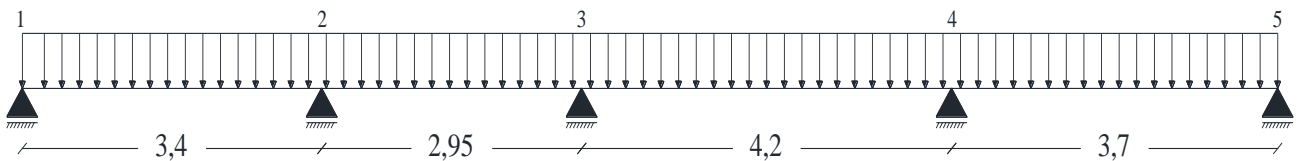
De disposition qui sont :

- ✓ Critère de la petite portée : Les poutrelles sont disposées parallèlement au plus Petite portée.
- ✓ Critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les Poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

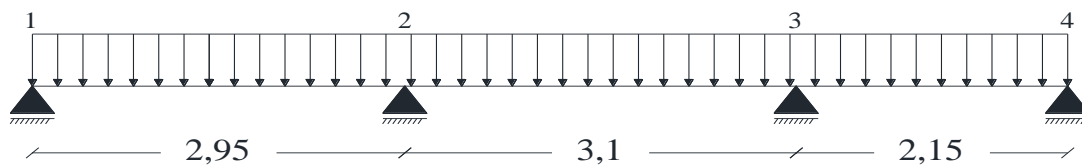
Dans notre cas il y a 3 types des poutrelles pour plancher terrasse et plancher étage courant.

- **Types de poutrelles :**

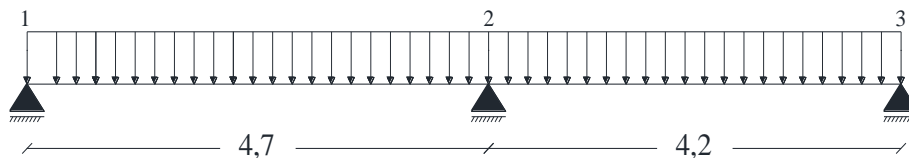
Type 01 :



Type 02



Type 03 :



III.3.3 Détermination des sollicitations des poutrelles :

D'après le **B.A.E.L 91** pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.
- ✓ Méthode des trois moments.

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

Un plancher est dit à charge d'exploitation modérée si :

- a) La surcharge d'exploitation : $p \leq \min (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- b) Les moments d'inertie des sections transversales sont identiques le long de la poutre
- c) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 (25%)

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25.$$

- d) La fissuration ne compromet pas la tenue de béton armé et de ces revêtements (FPP).
- Si a, b, c et d sont vérifiées, on appliquera la méthode **forfaitaire**.
- Si à n'est pas vérifiée (cas des planchers à charge d'exploitation relativement élevée), on appliquera la méthode de **Caquot**.
- Si a est vérifiée mais une ou plus des trois conditions b, c et d ne le sont pas, on appliquera la méthode de **Caquot minorée**.

Les poutrelles type 1 sont calculées par la méthode RDM, et les poutrelles type 2 sont calculées avec la méthode de forfaitaire d'après vérification des tous les conditions :

NB : le calcul de travée hypostatique se fait par la méthode RDM.

Vérification des conditions pour les 3 types de travées des planchers :

- **Planchers terrasse (poutrelle type 1) :**
 1. $Q = 1 \text{ KN/m}^2$, Donc $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \max (2G ; 5)$.
 2. Les moments d'inerties sont constants.
 3. $0,8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{3,40}{2,95} = 1,15 \leq 1,25 \quad \rightarrow \text{CV}$
 - $0,8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{2,95}{4,20} = 0,70 \leq 1,25 \quad \rightarrow \text{CV}$
 - $0,8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{4,20}{3,70} = 1,13 \leq 1,25 \quad \rightarrow \text{CV}$
 4. La fissuration est peu nuisible.

Conclusion : La méthode forfaitaire est applicable.

- **Planchers terrasse (poutrelle type 2) :**
 1. $Q = 1 \text{ KN/m}^2$, Donc $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \max (2G ; 5)$.
 2. Les moments d'inerties sont constants.
 3. $0,8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{2,65}{3,10} = 0,85 \leq 1,25 \quad \rightarrow \text{CV}$
 - $0,8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{3,10}{2,15} = 1,44 \leq 1,25 \quad \rightarrow \text{CNV}$
 4. La fissuration est peu nuisible.

Conclusion : la condition b n'est pas vérifiée alors on applique la méthode de **Caquot minorée**.

Planchers terrasse (poutrelle type 3) :

1. $Q = 1 \text{ KN/m}^2$, Donc $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \max(2G ; 5)$.
2. Les moments d'inerties sont constants.
3. $0,8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{4,70}{4,20} = 1,11 \leq 1,25 \rightarrow \text{CV}$
4. La fissuration est peu nuisible.

Conclusion : La méthode forfaitaire est applicable.

Planchers étage courant :

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

Les longueurs de 4 types de travées de planchers terrasse sont les mêmes que les longueurs de travées de plancher étage courants.

Donc : poutrelles (type 1 et 3) sont calculées par la méthode forfaitaire, et la poutrelle type 02 calculée par la méthode de caquot minorée.

III.4 Planchers terrasse inaccessible :

Application de la méthode forfaitaire :

Exemple de calcul : Poutrelle Type 1

Portée (m)	3,40	2,95	4,20	3,70
G (KN/m)	3.43	3.43	3.43	3.43
Q (KN/m)	0.6	0.6	0.6	0.6
$P_u = 1.35G + 1.5Q$ (KN/m)	5.53	5.53	5.53	5.53
$P_s = G + Q$ (KN/m)	4,03	4,03	4,03	4,03
$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$	X	0,87	1,42	0,88

- Calcul des moments à l'ELU (KN.m)

$M_{(iso)}$ travée ELU (P_u)		7,99	6,02	12,19	9,46	
M_a (appui)	-1,60	-4,00	-4,88	-6,10		-1,89
M_t (travée) en KN.m		4,97	3,14	6,37	5,89	
α (travée)		0,149	0,149	0,149	0,149	
(1) $M_t + (M_w + M_e) / 2$		7,77	7,58	11,86	9,88	
(2) $\text{Maxi}[(1+0.3\alpha) M_o ; 1.05M_o]$		8,39	6,32	12,80	9,94	
Condition (1) > (2)		Non Vérifiée	Vérifiée	Non Vérifiée	Non Vérifiée	
M_t (travée à prendre) en KN.m		5,59	3,14	7,32	5,94	

- Moments à l'ELU (KN.m)



- Calcul de l'effort tranchant à l'ELU (KN)

$T_{(iso)}$ travée ELU (P_u) en Kg	
$T_{(hyper)}$ travée ELU (P_u) en Kg	

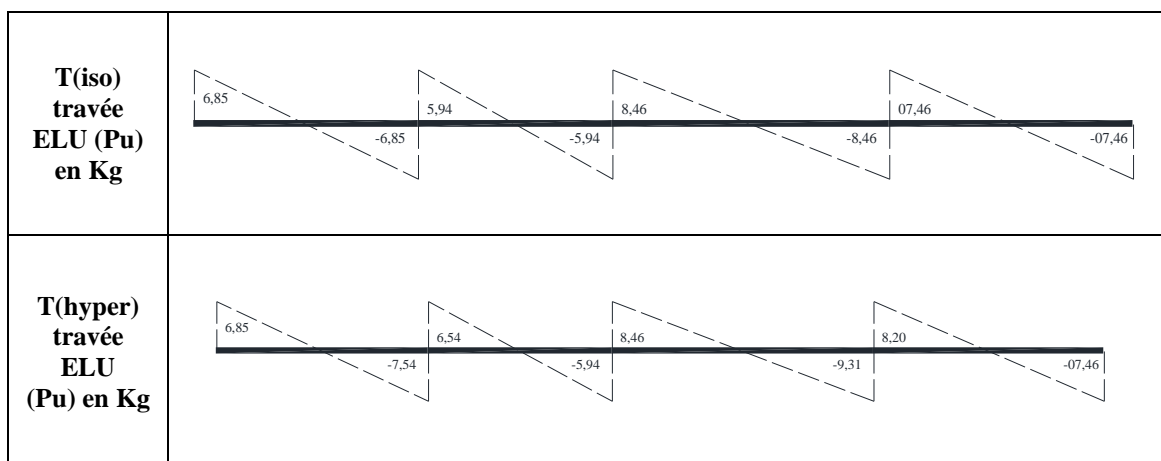
• Calcul des moments à l'ELS (KN.m)

M_{i(iso)} travée ELS (Ps)	5,823	4,384	8,886	6,896	
K (travée)	1,372	1,372	1,372	1,372	
Ma(appui)	-1,16	-2,91	-3,55	-4,44	-1,38
(1) M_t(travée) en KN.m	3,62	2,29	4,64	4,29	
(2) M_t+(M_v+M_e) /2	5,66	5,52	8,64	7,20	
Maxi[(1+0.3α) Mo ;1.05 Mo]	6,11	4,60	9,33	7,24	
Condition (1) > (2)	Non Vérifiée	Vérifiée	Non Vérifiée	Non Vérifiée	
M_t (travée à prendre) en KN.m	4,08	2,29	5,33	4,33	

• Moments à l'ELS (KN.m)



• Calcul de l'effort tranchant à l'ELS (KN)



III.4.1 Détermination des armatures :

Ferrailage de poutrelle (type 1) terrasse :

A. En travée

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

Moment de travée = 7,320 KN.m.

• Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

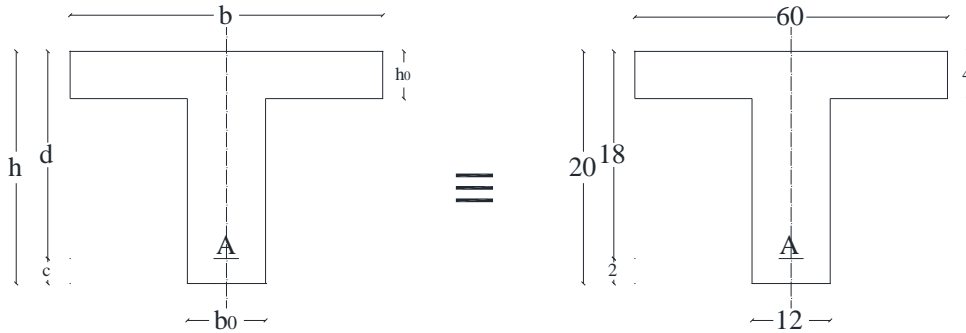


Figure III.4-1: section de calcul

On a $h = 20$ cm, $c = 2$ cm et $d = 18$ cm.

Moment de table M_t

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 60 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54,52 \text{ KN.m.}$$

$M_{\max} = M_{\text{travée}} = 7,320 \text{ KN.m} < M_T = 54,52 \text{ KN.m} \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension $(b \times h) \text{ cm}^2 = (60 \times 20) \text{ cm}$

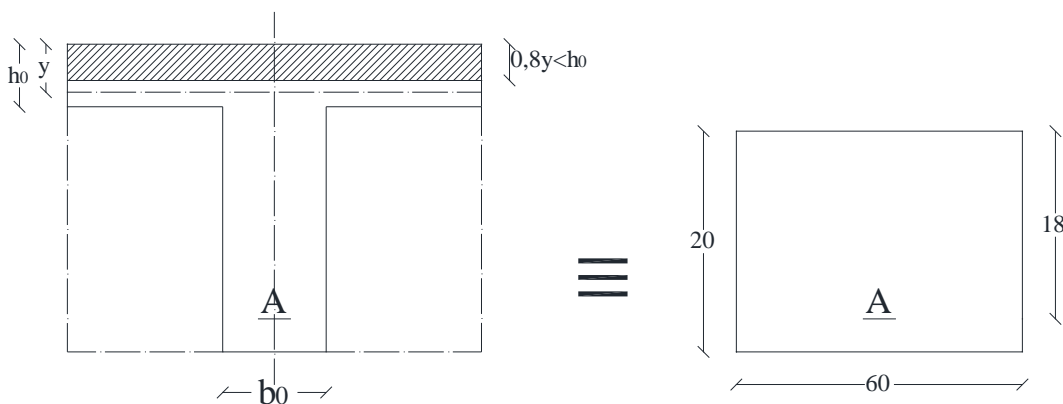


Figure III.4-2: Section de calcul en travée.

- **Vérification si $\exists A'$:**

$$\mu = \frac{MT_{max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7320}{14.2 \times 60 \times 18^2} = 0.026 \quad \mu = 0.026 < \mu_l = 0.392 \text{ acier (Fe E400)}$$

$$\rightarrow A' \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{348}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

- **Les armatures tendues :**

$$A = \frac{MT_{max}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\mu = 0.026; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.026)}) = 0.033 \text{ et } \beta = 1 - 0.4(0.033) = 0.987$$

$$\rightarrow A = \frac{7320}{348 \times 0.987 \times 18} = 1.18 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité :**

$$ft_{28} = 0.6 \times 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2.$$

Alors : $A = \text{Max}(A_{cal} = 1.12 \text{ cm}^2; A_{min} = 0.21 \text{ cm}^2)$ donc $A = 1.12 \text{ cm}^2 \rightarrow$ on adopte les armatures longitudinales de travée **Alt= 3HA10 = 2,36 cm²**.

❖ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_t^{ser} = 5330 \text{ N.m}$$

- **Vérification de l'étendu de la zone comprimée**

$$H = \frac{b \times b_0^2}{2} - 15A(d - d_0) = \frac{60 - 4^2}{2} - 15 \times 2,36(18 - 4) = 15,6 < 0.$$

\Rightarrow La zone comprimée se trouve dans la table de compression \Rightarrow la section de calcul est une section en T.

$$D = \frac{(b - b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4 + 15 \times 2,36}{12} = 18,95 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b - b_0)h_0^2 + 30.A.d}{b_0} = \frac{(60 - 12) \times 4^2 + 30 \times 2,36 \times 18}{12} = 170,2 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18,95 + \sqrt{(18,95)^2 + 170,02} = 4,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3 - (b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15.A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{60 \times 4,05^2 - (60 - 12) \times (4 - 4,05)^2}{3} + 15 \times 2,36(18 - 4,05)^2 = 7216,97 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_t^s}{I} = \frac{5330}{7216,97} = 0.74$$

$$\sigma_b = K.y_1 = 0.74 \times 4,05 = 2,99 \text{ MPa}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire $\Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$
- Acier Fe E400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{7320}{5330} = 1,37$$

$$\alpha = 0,033 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

Conclusion :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues
(Aucune vérification pour (σ_s)).

- **Condition de flèche :**

Selon article **B.6.5.3 CBA93** (valeurs limites des flèches)

$$\text{on a } f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad (l < 5m)$$

$$I_{fv} = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0,6 \times 0,04^3}{12} + \frac{0,12 \times 0,16^3}{12} = 0,00004416$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_u = 7,320 \text{ KN.m et } f = \frac{M \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{7320 \times 4,20^2}{10 \times 10818,9 \times 10^5 \times 0,00004416} = 0,27 \text{ cm}.$$

$$\bar{f} = \frac{420}{500} = 0,84$$

$$f = 0,84 \text{ cm} < \bar{f} = 0,690 \text{ cm} \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

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

Selon le **CBA 93** article **A.5.1.2.1.1** :

La contrainte transversale doit être au plus égale à $\min\left(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$.

$$\tau_u \leq \min\left(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\text{Avec } \tau_u = \frac{t_u}{s} = \frac{11610}{43200} = 0,269 \text{ MPa} < \left(3,33 \text{ MPa} = 0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}\right).$$

B. En appuis :**Etat limite ultime (E.L.U) :**

$M_a = -6,10 \text{ KN.m.}$

Noter bien : le moment en appuis $M_a = -6,10 \text{ KN.m} < 0 \rightarrow$ la table de compression se trouve dans la zone tendue est-elle est négligeable dans le calcul de résistance, on néglige les ailettes et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h)$

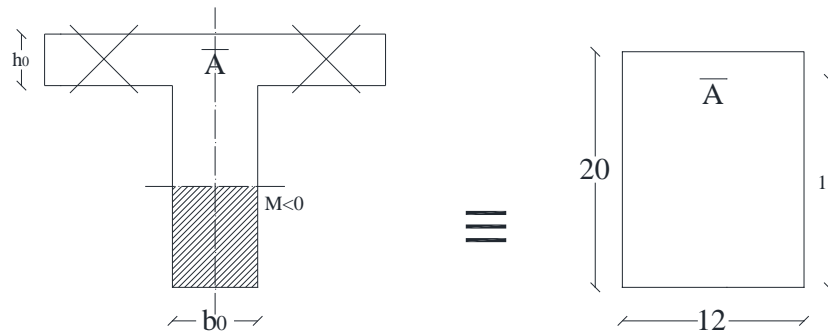


Figure III.4-3:Section de calcul en appuis.

- **Vérification si $\exists A'$:**

$$\mu = \frac{MT_{\max}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6100}{14.2 \times 60 \times 18^2} = 0.022 \quad \mu = 0.022 < \mu_l = 0.392$$

Acier (FeE400) $\rightarrow A' \nexists$ et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{348}{1.15} = 348 \text{ MPa}$

Les armatures tendues

$$A = \frac{M_{\text{appui}}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\mu = 0.021; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.022)}) = 0.028 \text{ et } \beta = 1 - 0.4(0.028) = 0.989$$

$$\rightarrow A = \frac{6100}{348 \times 0.989 \times 18} = 0.98 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 10 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

Alors : $A = \max(A_{\text{cal}} = 0.92 \text{ cm}^2, A_{\min} = 0.21 \text{ cm}^2)$ donc $A = 0.92 \text{ cm}^2$.

- **Choix des armatures**

On adopte les armatures longitudinales d'appuis $A_{lt} = \text{HA14} = 1,54 \text{ cm}^2$.

Exemple de calcul : Poutrelle Type 2

Tableau III.4-1: Evaluation de la charge

Portée (m)	4,7	4,2
G : permanentes (KN /m)	3,43	3,43
Q : exploitation (KN /m)	0,6	0,6
Pu : charge ELU en (KN/m)	5,53	5,53
Ps : charge ELS en (KN /m)	4,03	4,03
$0.8 < l_i / l_i - 1 < 1.25$	X	0,89

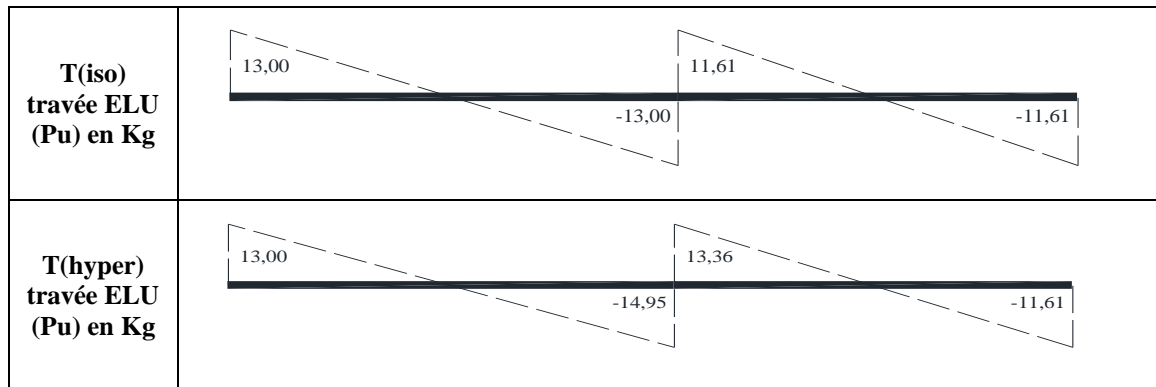
- Calcul des moments à l'ELU (KN.m)

$M_{(iso)}$ travée ELU (Pu)	15,27	12,19	
M_a (appui)	-3,05	-9,16	-2,44
M_t (travée) en KN.m	9,50	7,59	
α (travée)	0,149	0,149	
(1) $M_t + (M_w + M_e) / 2$	15,61	13,39	
(2) $Maxi[(1+0.3\alpha) M_o ; 1.05M_o]$	16,03	12,80	
Condition (1) > (2)	Non Vérifiée	Vérifiée	
M_t (travée à prendre) en KN.m	9,93	7,59	

- Moments à l'ELU (KN.m)



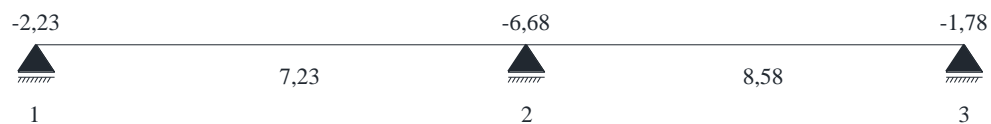
- Calcul de l'effort tranchant à l'ELU (KN)



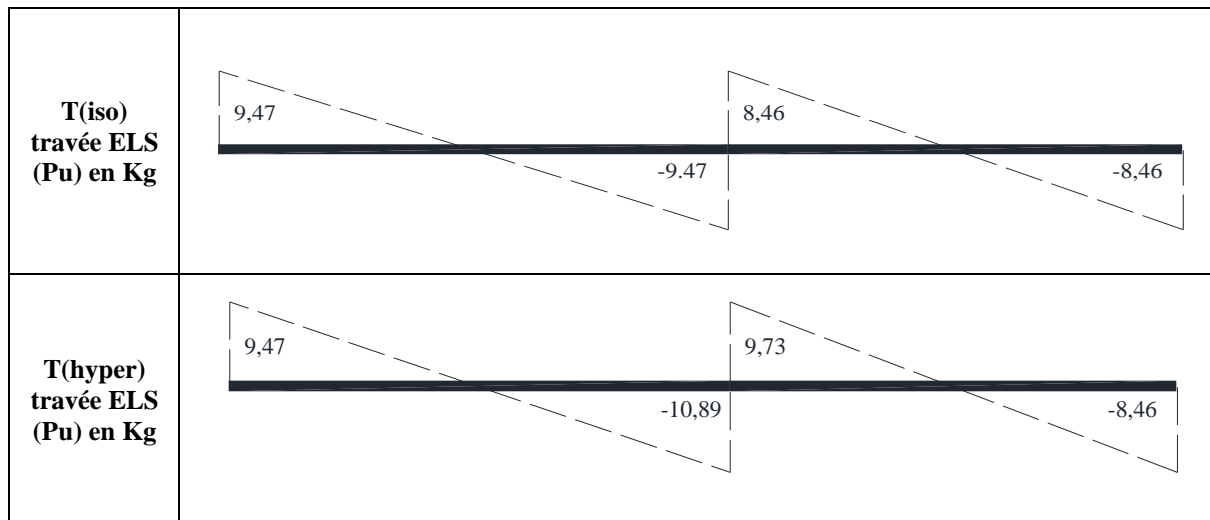
- Calcul des moments à l'ELS (KN.m)

M(iso) travée ELS (Ps)	11,127	8,886	
K (travée)	1,372	1,372	
Ma(appui)	-2,23	-6,68	-1,78
Mt(travée) en KN.m	6,93	5,53	
(1) $M_t + (M_w + M_e) / 2$	11,38	9,76	
(2) $\text{Maxi}[(1+0.3\alpha) M_o ; 1.05M_o]$	11,68	12,80	
Condition (1) > (2)	Non Vérifiée	Non Vérifiée	
M_t (travée à prendre) en KN.m	7,23	8,58	

- Moments à l'ELU (KN.m)



- Calcul de l'effort tranchant à l'ELS (KN)



Ferrailage de poutrelle (type 2) terrasse :

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

Destination	Travée	Appui
Moment (KN.m)	9,93	9,16
μ	0,036	0,033
α	0,046	0,042
β	0,982	0,983
A Calculé (cm ²)	1,61	1,45
A min (cm ²)	0,22	0,22
A adopté (cm ²)	3HA10=2,36	2HA10=1,57

❖ Etat limite ultime (E.L.S) :

Destination	Travée	Appui
Moment (KN.m)	8,58	6,68
μ	0,031	0,024
α	0,039	0,030
β	0,984	0,988
A Calculé (cm ²)	1,29	0,98
A min (cm ²)	0,22	0,22
A adopté (cm ²)	3HA10=2,36	2HA10=1,57

- **Vérification pour E L S :**

$$\text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ et } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9930}{8550} = 1,16 \text{ et } \alpha \leq \frac{1,16-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,330$$

En travée :

$$M_u = 9,930 \text{ KN.m} \rightarrow M_s = 8,580 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = 1,16 \text{ et } \alpha = 0,046 < 0,330$$

En appuis :

$$M_u = 9,160 \text{ KN.m} \rightarrow M_s = 6,680 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = 0,176 < 0,330 \rightarrow \text{CV}$$

Donc les armatures calculées en E L U conviennent à l'E L S.

Les poutrelles du plancher étage courant équilibrent une charge de :

$$G_e = 5,08 \text{ kn/m}^2$$

$$Q_e = 1,50 \text{ kn/m}^2$$

Et on tenir en compte une trame de 60 cm les charges devient à :

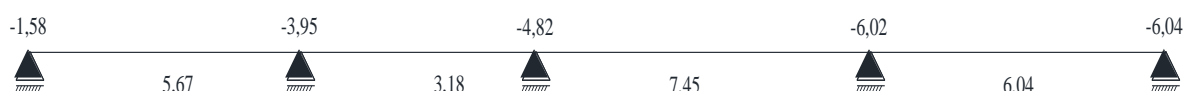
$$\left\{ \begin{array}{l} G_t = \frac{5,08 \text{ kn}}{\text{m}^2} \times 0,6 \text{ m} = 3,048 \text{ KN/m} \\ Q_t = \frac{1,50 \text{ kn}}{\text{m}^2} \times 0,6 \text{ m} = 0,9 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

Portée (m)	3,4	2,95	4,2	3,7
g : permanentes(kg/m)	3,048	3,048	3,048	3,048
q : exploitation(kg/m)	0,9	0,9	0,9	0,9
P_u=(1.35g+1.5q) charge ELU en (kg/m)	5,4648	5,4648	5,4648	5,4648
P_s=(g+q) charge ELS en (kg/m)	3,95	3,95	3,95	3,95
0.8 < l_i/l_{i-1} < 1.25	✕	0,87	1,42	0,88

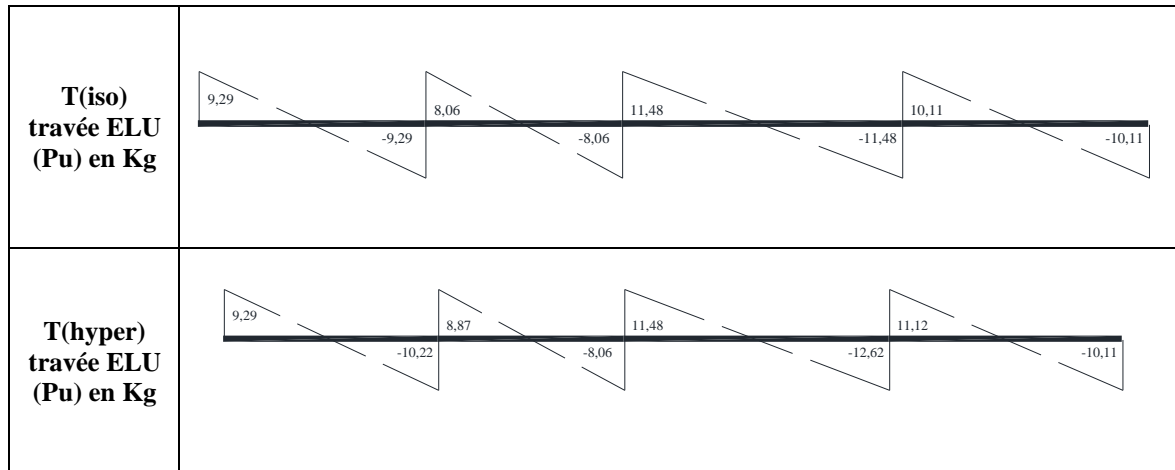
- **Calcul des moments à l'ELU (KN.m)**

M_(iso) travée ELU (P_u)	7,90	5,94	12,05	9,35	
M_a (appui)	-1,58	-3,95	-4,82	-6,02	-1,87
M_t (travée) en KN.m	5,01	3,18	6,44	5,93	
α (travée)	0,228	0,228	0,228	0,228	
(1) M_t+(M_w+M_e) /2	7,77	7,56	11,86	9,88	
(2) Maxi[(1+0.3α) M_o ; 1.05M_o]	8,44	6,35	12,87	9,99	
Condition (1) > (2)	Non Vérifiée	Vérifiée	Non Vérifiée	Non Vérifiée	
M_t (travée à prendre) en KN.m	5,67	3,18	7,45	6,04	

- **Moments à l'ELU (KN.m)**



• Calcul de l'effort tranchant à l'ELU (KN)



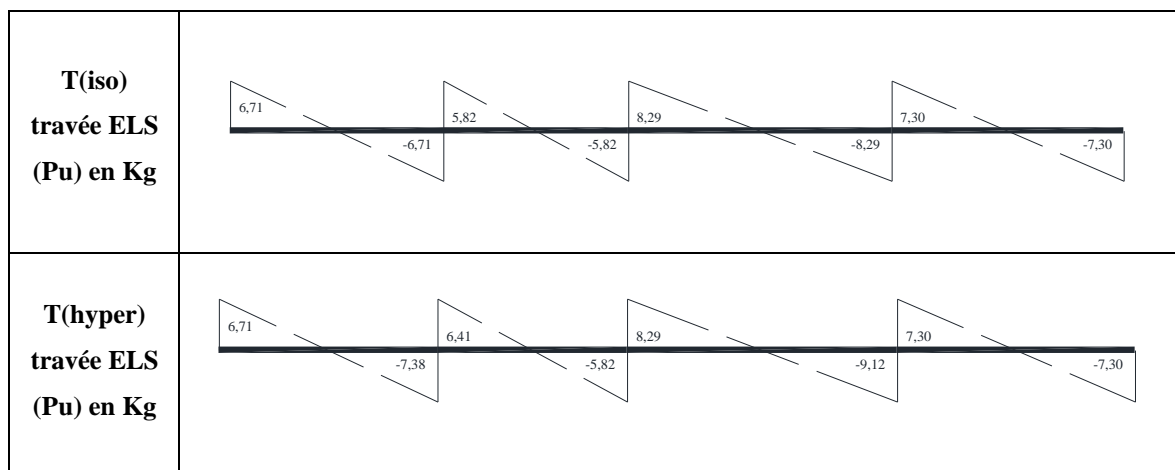
• Calcul des moments à l'ELS (KN.m)

M_(iso) travée ELS (Ps)	5,705	4,295	8,705	6,756	
K (travée)	1,384	1,384	1,384	1,384	
M_a(appui)	-1,14	-2,85	-3,48	-4,35	-1,35
M_t (travée) en KN.m	3,62	2,29	4,65	4,28	
(1) M_t+(M_w+M_e) /2	5,61	5,46	8,57	7,14	
(2) Maxi[(1+0.3α) M_o ;1.05 M_o]	6,10	4,59	9,30	7,22	
Condition (1) > (2)	Non Vérifiée	Vérifiée	Non Vérifiée	Non Vérifiée	
M_t (travée à prendre) en KN.m	4,10	2,29	5,38	4,37	

• Moments à l'ELS (KN.m)



• Calcul de l'effort tranchant à l'ELS (KN)



Méthode du Caquot minorée :

La méthode s'applique essentiellement aux poutres -planchers des constructions industrielles, c'est-à dire pour des charges d'exploitation élevées : $Q \geq 2G$ ou $Q \geq 5\text{kN/m}^2$. Elle peut aussi s'appliquer lorsqu'une des trois conditions b, c ou d de la méthode forfaitaire n'est pas validée (Inerties variables ; différence de longueur entre les portées supérieure à 25% ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans ce cas, il faut appliquer la méthode de Caquot minorée qui consiste à prendre $G' = 2G/3$ pour le calcul des moments sur appui.

Lorsqu'il est possible d'appliquer la méthode de Caquot minorée (voir condition ci-dessus), le calcul des moments sur appui dus aux charges permanentes se fait avec $g' = 2g/3$ (et uniquement le calcul des moments sur appuis, on reprend la totalité de g ensuite pour le calcul des moments en travée)

Evaluation des moments en travée :

Pour les calculs des moments en travées M_t , on fait les hypothèses suivantes :

- On utilise la longueur des portées réelles l ;
- On se considère que les deux travées adjacentes et les trois cas des charges définis sur la figure ci-dessous

l'évaluation des moments en travée $M_{T(x)}$, pour un cas de charge, est donné par :

$$M_{T(x)} = M_o + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l}.$$

Ou M_o est le moment en travée isostatique de référence correspondant au cas de charge étudiée ; la position de moment en travée est obtenue en recherchant l'abscisse ou le dérivé de $M_{T(x)}$ s'annule, soit dans le cas de chargement symétrique sur la travée :

$$X(M_{T \max}) = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{q \times l}.$$

Dans le pratique, pour le calcul de $x(M_{T \max})$ on ne s'intéressera qu'au cas de charge qui conduit à la plus grand valeur du moment en travée, pour les travées paires c'est le cas des charge 2, tandis que pour les travées impaires, c'est le cas de charge 3 qui conduit à la valeur maximal du moment en travée.

- ✓ **Cas 1 :** CCC $|M_w|$ et $|M_e|$ maximums
- ✓ **Cas 2 :** DCD $|M_t|$ est maximum
- ✓ **Cas 2 :** CDC $|M_t|$ est maximum

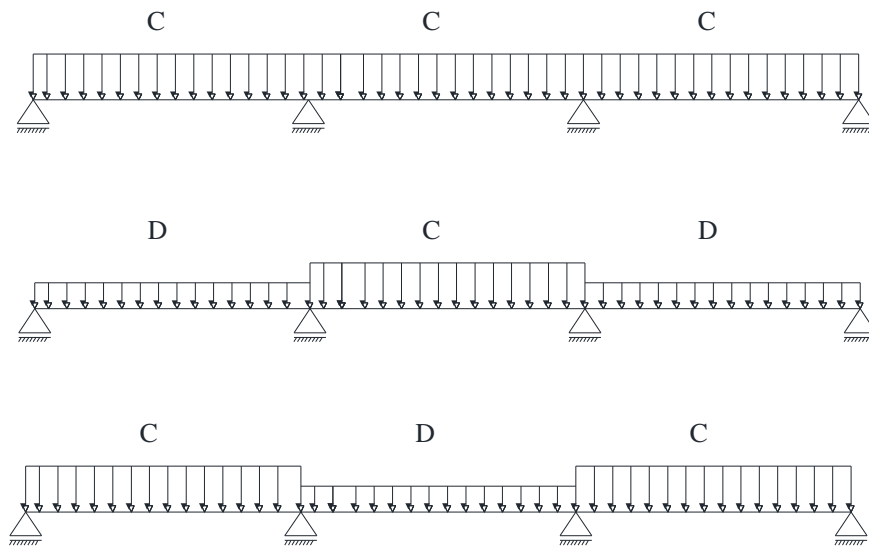


Figure III.4-4: cas des charges

Chacun de ces trois cas correspond à une valeur extrême des moments de la deuxième travée et des appuis 2 et 3. A l'ELU $C = 1.35g' + 1.5q$ et $D = 1.35g$ et à l'ELS $C = g + q$ et $D = g$

Dans notre cas :

$$C = 1.35(2.28) + 1.5(0.6) = 3.987 \text{ KN/m}$$

Dans notre cas, on a 5 cas de charge

Cas 1 : chargé ; chargé ; chargé

Dimensions (b x h)	0,30 × 0,35	0,30 × 0,35	0,30 × 0,35	Coef. Minoration (2/3 ou 1/3)
M. d'Inertie I_y (m ⁴)	0,0011	0,0011	0,0011	
Porté l (m)	2,65	3,1	2,15	
Porté Fictive (m)	2,65	2,48	2,15	0,667
G : perm. (KN/m)	3,430	3,430	3,430	
G minorés : perm. (KN /m)	2,287	2,287	2,287	
Q : exploitation (KN /m)	600	600	600	

Cas 1 : chargé ; chargé ; chargé**ELU :****Tableau III.4-2:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse (x_0) en ELU (Plancher terrasse)

Charge q	3987		3987		3987	
CCC	900		900		900	
	3087		3087		3087	
M_t, Appui	-699,97	-3096,21		-2552,10		-460,75
M₀ = ql²/8 (M_{iso} Max)	3499,84		4789,38		2303,74	
X₀=Abscisse relatif M_{max}	1,10		1,59		1,32	
M_t, Travée Max	1704,29		1969,09		915,97	
	Gauche	Droit	Gauche	Droit	Gauche	Droit
Ef, Tranchant ISO	5282,78		6179,85		4286,03	
Ef, Tranchant HYPER	4378,53	-6187,02	6355,37	-6004,33	5258,75	-3313,30

ELS :**Tableau III.4-3:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en ELS (Plancher terrasse)

Charge q	2887		2887		2887	
CCC	600		600		600	
	2287		2287		2287	
M_t, Appui	-506,85	-2241,98	-1847,99		-333,63	
M₀ = ql²/8 (Miso Max)	2534,24		3468,01		1668,14	
X₀=Abscisse relatif M_{max}	1,10		1,59		1,32	
M_t, Travée Max	1234,08		1425,83		663,26	
	Gauche	Droit	Gauche	Droit	Gauche	Droit
Ef, Tranchant ISO	3825,28		4474,85		3103,53	
Ef, Tranchant HYPER	3170,51	-4480,04	4601,94	-4347,76	3807,88	-2399,17

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{Q_U \times L^2}{8} = \frac{3.987 \times 2.65^2}{8} = 3.499 \text{ KN.m}$$

- **L'abscisse qui correspond au moment max de la travée :**

$$x(M_T \text{ max}) = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{q \times l} = \frac{2.65}{2} - \frac{-0.699 - (-3.096)}{3.987 \times 2.65} = 1.10 \text{ cm}$$

- **Moment de travée :**

$$M_{T \max} = M_o + M_w \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_e \frac{x}{l} = 3.499 + (-0.699) \left(1 - \frac{1.10}{2.65}\right) + (-3.096) \frac{1.10}{2.65}$$

$$= 1.704 \text{ KN.m .}$$

- **Moment de l'appui intermédiaires :**

$$M_a = -\frac{q_w(l'_w)^2 + q_e(l'_e)^2}{8.5(l'_w + l'_e)} = -\frac{3.987(2.65^3) + 3.987(2.48^3)}{8.5(2.65 + 2.48)} = 3.096 \text{ KN.m .}$$

- **Effort tranchant isostatique :**

$$V_{wi} = V_{ow} - \frac{M_{ai} - M_{ai-1}}{l_{i-1}} = 5.282 - \frac{(-0.699) - (-3.096)}{2.65} = 4.378 \text{ KN}$$

Avec :

$l' = 0.8 l$: pour une travée intermédiaire;

l_w' et l_e' : étant les portées des travées fictives à gauche et à droite de l'appui et l : la portée réelle de la travée.

De la même manière de calcul on trouve les résultats pour les cas suivants pour des solives continues sur trois travées :

Cas 2 : déchargé ; chargé ; déchargé

ELU :

Tableau III.4-4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse (x_0) en ELU (Plancher terrasse)

Charge q	3087		3987		3087	
DCD			900			
	3087		3087		3087	
M_i, Appui	-541,96	-2712,11	-2324,82		-356,74	
M₀ = ql²/8 (Miso Max)	2709,81		4789,38		1783,71	
X₀=Abscisse relatif M_{max}	1,06		1,58		1,37	
M_i, Travée Max	1191,39		2272,87		578,64	
	Gauche	Droit	Gauche	Droit	Gauche	Droit
Ef, Tranchant ISO	4090,28	4090,28	6179,85	6179,85	3318,53	3318,53
Ef, Tranchant HYPER	3271,33	-4909,20	6304,78	-6054,92	4233,91	-2403,14

ELS :**Tableau III.4-5:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse(x_0) en ELS
(Plancher terrasse)

Charge q	2287		2887		2287	
DCD	600		600		600	
	2287		2287		2287	
M_t, Appui	-401,51		-1985,91		-1696,47	
M₀ = ql²/8 (Miso Max)	2007,56		3468,01		1321,46	
X₀=Abscisse relatif M_{max}	1,06		1,58		1,37	
M_t, Travée Max	892,00		1628,33		438,09	
	Gauche	Droit	Gauche	Droit	Gauche	Droit
Ef, Tranchant ISO	3030,28	3030,28	4474,85	4474,8 5	2458,53	2458,53
Ef, Tranchant HYPER	2432,39	-3628,16	4568,22	4381,4 8	3124,65	-1792,40

Cas 3 : chargé ; déchargé ; chargé**ELU :****Tableau III.4-6:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse (x_0) en ELU
(Plancher terrasse)

Charge q	3987		3087		3987	
CDC	900				900	
	3087		3087		3087	
M_t, Appui	-699,97		-2781,39		-2203,29	
M₀ = ql²/8 (Miso Max)	3499,84		3708,26		2303,74	
X₀=Abscisse relatif M_{max}	1,13		1,61		1,28	
M_t, Travée Max	1836,53		1221,55		1054,10	
	Gauche	Droit	Gauche	Droit	Gauche	Droit
Ef, Tranchant ISO	5282,78	5282,78	4784,85	4784,85	4286,03	4286,03
Ef, Tranchant HYPER	4497,33	-6068,22	4971,34	-4598,36	5096,51	-3475,54

ELS :**Tableau III.4-7:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en ELS
(Plancher terrasse)

Charge q	2887		2287		2887	
CDC	600				600	
	2287		2287		2287	
M_t, Appui	-506,85	-2032,10			-1615,44	-333,63
M₀ = ql²/8 (Miso Max)	2534,24		2747,26		1668,14	
X₀=Abscisse relatif M_{max}	1,13		1,61		1,28	
M_t, Travée Max	1322,15		927,44		755,17	
	Gauche	Droit	Gauche	Droit	Gauche	Droit
Ef, Tranchant ISO	3825,28	3825,28	3544,85	3544,85	3103,53	3103,53
Ef, Tranchant HYPER	3249,71	-4400,84	3679,26	-3410,44	3699,72	-2507,33

Cas 4 : chargé ; chargé ; déchargé**ELU :****Tableau III.4-8:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en ELU
(Plancher terrasse)

Charge q	3987		3987		3087	
CCD	900		900			
	3087		3087		3087	
M_t, Appui	-699,97	-3096,21			-2324,82	-356,74
M₀ = ql²/8 (Miso Max)	3499,84		4789,38		1783,71	
X₀=Abscisse relatif M_{max}	1,10		1,61		1,37	
M_t, Travée Max	1704,29		2086,63		578,64	
	Gauche	Droit	Gauche	Droit	Gauche	Droit
Ef, Tranchant ISO	5282,78	5282,78	6179,85	6179,85	3318,53	3318,53
Ef, Tranchant HYPER	4378,53	-6187,02	6428,68	-5931,02	4233,91	-2403,14

ELS :**Tableau III.4-9:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en ELS
(Plancher terrasse)

Charge q	2887		2887		2287	
CCD	600		600			
	2287		2287		2287	
M_t, Appui	-506,85	-2241,98		-1696,47		-264,29
M₀ = ql²/8 (Miso Max)	2534,24		3468,01		1321,46	
X₀=Abscisse relatif M_{max}	1,10		1,61		1,37	
M_t, Travée Max	1234,08		1504,15		438,09	
	Gauche	Droit	Gauche	Droit	Gauche	Droit
Ef, Tranchant ISO	3825,28	3825,28	4474,85	4474,85	2458,53	2458,53
Ef, Tranchant HYPER	3170,51	- 4480,04	4650,82	-4298,88	3124,65	- 1792,40

Cas 5 : déchargé ; chargé ; chargé**ELU :****Tableau III.4-10:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en ELU
(Plancher terrasse)

Charge q	3087		3987		3987	
DCC			900		900	
	3087		3087		3087	
M_t, Appui	-541,96	-2712,11		-2552,10		-460,75
M₀ = ql²/8 (Miso Max)	2709,81		4789,38		2303,74	
X₀=Abscisse relatif M_{max}	1,06		1,56		1,32	
M_t, Travée Max	1191,39		2157,61		915,97	
	Gauche	Droit	Gauche	Droit	Gauche	Droit
Ef, Tranchant ISO	4090,28	4090,28	6179,85	6179,85	4286,03	4286,03
Ef, Tranchant HYPER	3271,35	-4909,20	6231,47	-6128,23	5258,75	-3313,30

ELS :**Tableau III.4-11:** Tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts et abscisse en ELS
(Plancher terrasse)

Charge q	2287		2887		2887	
DCC			600		600	
	2287		2287		2287	
Mt, Appui	-401,51	-1985,91		-1847,99		-333,63
M₀ = ql²/8 (Miso Max)	2007,56		3468,01		1668,14	
X₀=Abscisse relatif M_{max}	1,06		1,57		1,32	
M_t, Travée Max	892,00		1551,40		663,26	
	Gauche	Droit	Gauche	Droit	Gauche	Droit
Ef, Tranchant ISO	3030,28	3030,28	4474,85	4474,85	3103,53	3103,53
Ef, Tranchant HYPER	2432,39	-3628,16	4519,34	-4430,36	3807,88	-2399,17

Le cas de la charge qui a donné une grande sollicitation aux niveaux des travées et appuis c'est le cas : **Cas 2 : décharge ; charge ; déchargé** avec :

$$M_{T \max} = 2.272 \text{ KN.m et } M_{\text{appui}} = -2.712 \text{ KN.m .}$$

Ferraillage de la travée :**ELU :**

$$\mu = \frac{M_{t(x)}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b}$$

$$d = (h-c) = h - \frac{h}{10} = 20 - \frac{20}{10} = 18 \text{ cm et } \sigma_b = \frac{0.85 \times f_c \cdot 28}{\gamma_B} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{2272}{60 \cdot 18^2 \cdot 14.2} = 0,008 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400).}$$

$$A' \neq \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L.$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.008)}) = 0,010.$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,010 = 0,996.$$

$$A_{\text{cal}} = \frac{2272}{\beta d \sigma_s} = \frac{2272}{0,996 \cdot 18 \cdot 348} = 0.36 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0.6 \times 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 40 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,87 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = \max(0.36 ; 0.87) \text{ cm}^2$$

$$A = 0.87 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- **Choix des armatures :**

Choix : 3 HA8 = 1.51 cm²

ELS :

Fissurations peut préjudiciables

Flexion simple

→ Si $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$ Il n'y a aucune vérification

Section rectangulaire FeE400

A effectuée pour l'ELS

$$M_u = 2.272 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 1.628 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{2.272}{1.628} = 1.39 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44$$

$\alpha = 0,010 < 0.44 \rightarrow$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

En appui :

ELU :

$$M_a = -2.712 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2712}{12 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0.049 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,049}) = 0,062$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,062 = 0,975$$

$$A_{cal} = \frac{2712}{348 \cdot 18 \cdot 0,975} = 0.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \text{Max} (A_{cal} = 0.44 \text{ cm}^2; A_{min} = 0.27 \text{ cm}^2)$$

$$A = 0.44 \text{ cm}^2.$$

- **Choix des armatures :**

Choix: 1 HA8 + 1 HA 10 = 1.29 cm².

ELS :

Fissurations peut préjudiciables

Flexion simple

→ Si $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$ Il n'y a aucune vérification

Section rectangulaire FeE400

A effectuée pour l'ELS

$$M_u = -2.712 \text{ KN.m}$$

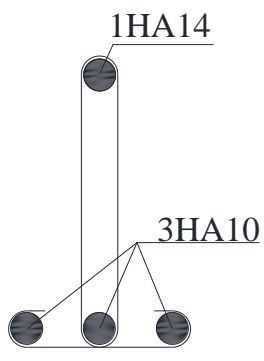
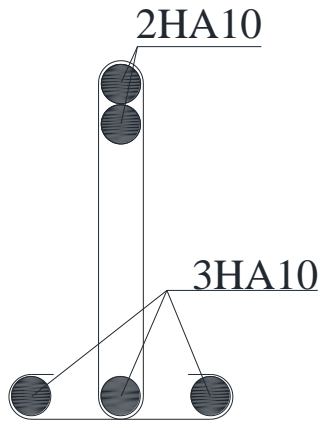
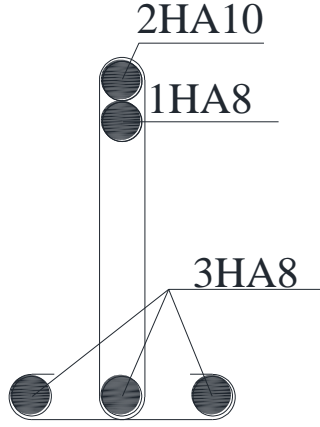
$$M_s = -1.985 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{2.712}{1.985} = 1.36 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.43$$

$\alpha = 0,062 < 0.44 \rightarrow$ condition vérifiée

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S

Tableau III.4-12: tableau récapitulatif de ferrailage de poutrelles

Type	Ferrailage
Poutrelle Type 1	 <p>1HA14 3HA10</p>
Poutrelle Type 2	 <p>2HA10 3HA10</p>
Poutrelle Type 3	 <p>2HA10 1HA8 3HA8</p>

III.5 Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression se fera par respect des conditions suivantes données par l'article [B 6.8.4.2.3 du BAEL91].

La dalle de compression est armée d'un quadrillage de barre (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; que l'on note : A_{\perp}
- 33cm : pour les armatures parallèles aux nervures ; que l'on note : $A_{//}$

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$Si : L_n \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$$

$$Si : 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{400.L_n}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$

a- Armatures perpendiculaires aux nervures :

Dans notre plancher, on a : $L_n = 60 \Rightarrow 50 \text{ cm} < L_n < 80 \text{ cm}$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{400.L_n}{f_e} = \frac{400 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0,46 \text{ cm}^2/m_L$$

$$\phi \leq 6 \text{ mm} \Rightarrow f_e = 520 \text{ MPa}$$

On prendra $\emptyset = 4\text{mm}$

Choix des armatures :

$$\frac{6 \phi}{m_L} \longrightarrow A = 0,75 \text{ cm}^2/m_L$$

$$\Phi 4 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

b- Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,46}{2} = 0,23 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$\frac{6 \phi}{m_L} \longrightarrow A = 0,75 \text{ cm}^2/m_L$$

$$\Phi 4 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Donc : Le treillis soudé adopté est : TS $\emptyset 4$ (150x150) mm².

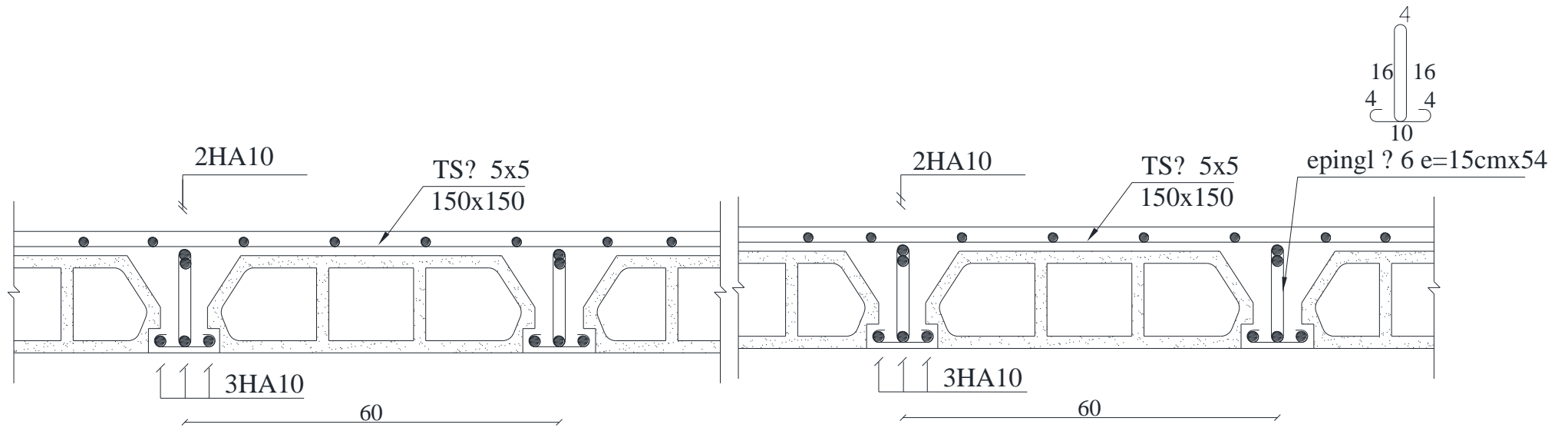


Figure III.5-1: Ferrailage de la dalle de compression

CHAPITRE IV

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1 Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

IV.2 Etude des escaliers :

IV.2.1 Définition :

L'escalier est un élément qui permet la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée.

L'escalier est conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et un maximum de sécurité.

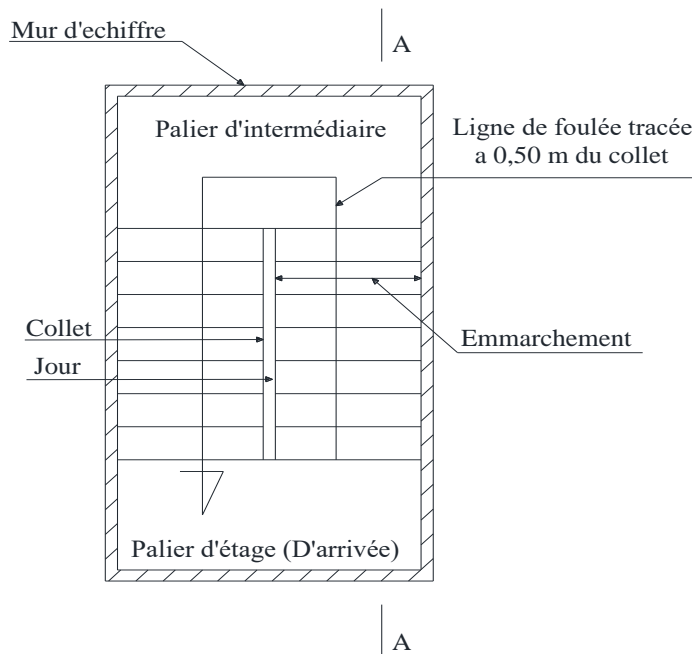


Figure IV.2-1 : vu en plan de la cage d'escalier

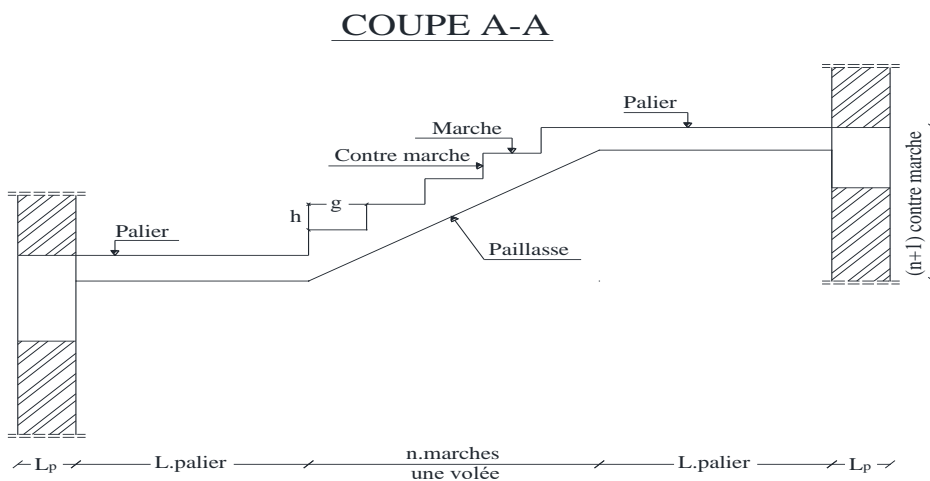


Figure IV.2-2 : coupe sur la cage d'escalier

IV.2.2 Fonctions d'un escalier :

Les différentes fonctions attendues d'un escalier sont les suivantes :

- Desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité, cette notion de sécurité étant rattachée essentiellement aux aspects de confort d'utilisation, stabilité de la cadence de marche, protections latérales, etc.
- Être capable de supporter les charges qui lui seront appliquées en cours d'utilisation, ces charges présentant un caractère dynamique prononcé en raison des possibilités de saut sur les marches (résistance mécanique).
- Résister aux diverses contraintes (climat, usure, etc.) auxquelles il peut être soumis lors de son usage (durabilité).
- Quelquefois, contribuer à décorer l'espace dans lequel il est implanté.

On va étudier un seul type d'escalier : Escaliers à volées droites avec paliers intermédiaires.

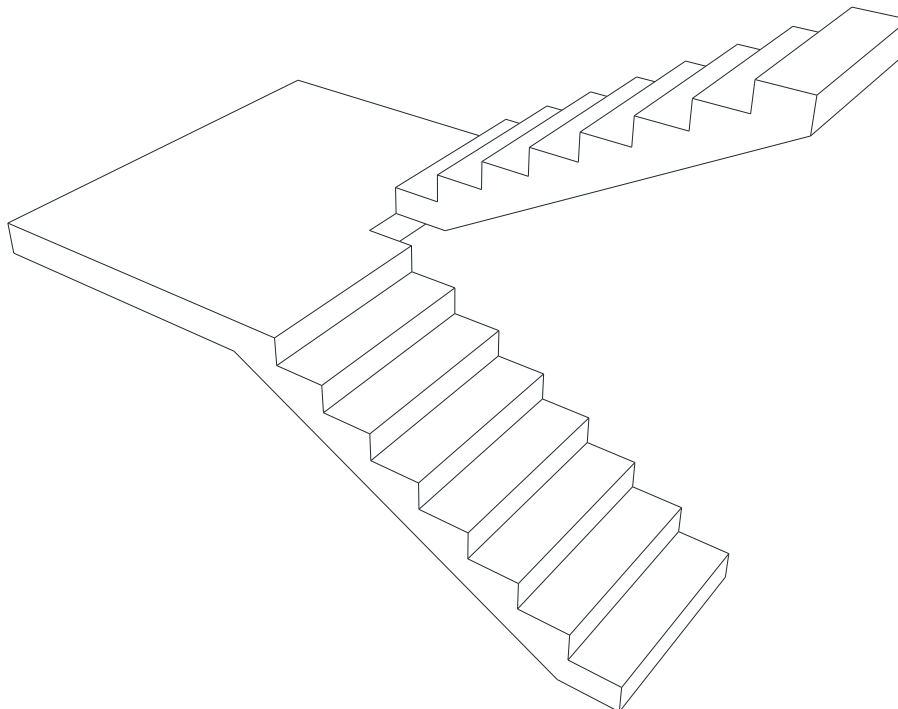


Figure IV.2-3: Escaliers à volées droites avec paliers intermédiaires

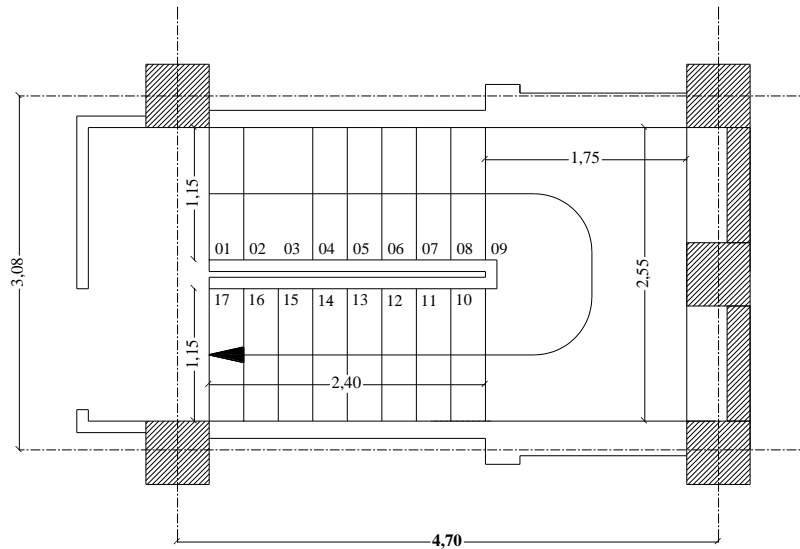


Figure IV.2-4: vue en plan de l'escalier

IV.2.3 Vérification de prédimensionnement

- Emmarchement (E) \leq largeur du palier L_p

$$E=1.15 \text{ m} \leq \text{largeur } P=1.75 \text{ m}$$

- Pente α (30° à 40°)

$$\tan \alpha = \frac{\text{demi hauteur}}{\text{longueur horizontale}} = \frac{153}{240} \rightarrow \alpha = 32.52^\circ \rightarrow \text{bon}$$

- Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL :

$$58 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$2h + g = 64 \text{ cm (usage d'habitation)}$$

$$H = n \cdot h \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L = (n - 1) g \Rightarrow g = \frac{L}{n-1}$$

H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : nombre de contre marches.

L : projection horizontale de la volée.

$$\frac{2H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64.$$

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

$$64 n^2 - n(64 + 2 \times 153 + 240) + 2 \times 153 = 0$$

$$64 n^2 - 610 n + 306 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 542$$

$$n = \frac{610 + 542}{2(64)} = 9 \text{ et } (n - 1) = 8.$$

On prend :

$n = 9$ nombre des contre marches $\rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm}$.

$n-1 = 8$ nombre des marches $\rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$.

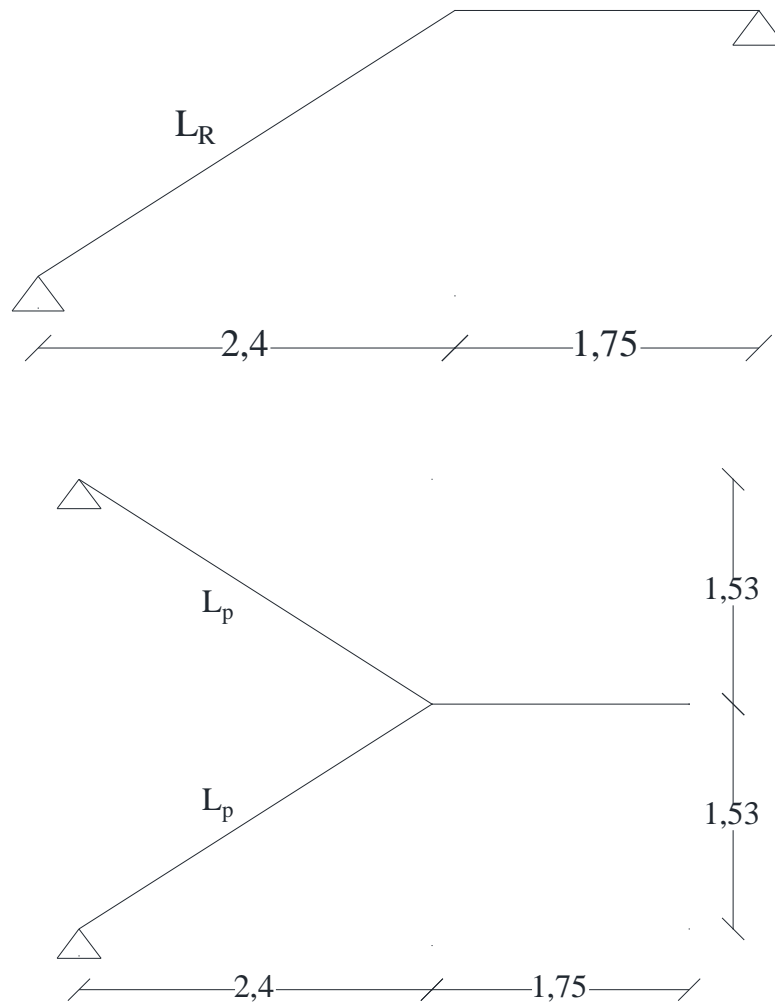


Figure IV.2-5:schéma statique d'escalier

- **La relation de Blondel :**

$58 \text{ cm} \leq 2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifie}$

- **Détermination de la longueur du volé :**

$$L_R = \sqrt{1.53^2 + 2.40^2} = 2.85 \text{ m}$$

$$\frac{L_R}{30} \leq ep \leq \frac{L_R}{20} \rightarrow \frac{2.85}{30} \leq ep \leq \frac{2.85}{20} \rightarrow 9.2 \text{ cm} \leq ep \leq 14.25 \text{ cm}$$

En prend $ep = 12 \text{ cm}$.

IV.2.4 Descente des charges :**a) Charges permanentes :****Palier :****Tableau IV.2-1: Charges permanentes du Palier**

Palier	Ep(m)	Densité(kg/m ³)	Poids (KN/m ²)
Poids propre palier ep×25	0.12	25	3
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit du sable fin	0.02	17	0.34
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			G_p = 4,34 KN/m²

Volé :**Tableau IV.2-2: Charges permanentes du Palier**

Volée	Ep(m)	Densité(kg/m ³)	Poids (KN/m ²)
Revêtement carrelage horizontal	0.02	20	0.40
Mortier ciment horizontal	0.02	218	0.36
Lit sable fin	0.02	17	0.34
Revêtement carrelage vertical (ep×20×h) /g= (0.06×20×20) /25	0.02	20	0.32
Poids propre de paillasse ep×25/cos α α=41.98° cos α 0.74	0.12	25	4.05
Poids propre des marches h/22	/	22	2.2
	/	/	0.10
Enduit en plâtre (10×ep) /cos α	0.02		0.27
			G_v = 8,04 KN/m²

b) Surcharge d'exploitation :

D'après (le DTR BC) pour un bâtiment à usage d'habitation la charge d'exploitation des escaliers est : $Q=2.5\text{KN/m}^2$.

c) Les combinaisons des charges :

Etat limite ultime (ELU) : $1.35G + 1.5Q$

- **Palier**

$$G_{\text{palier}} = 4.34 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{palier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u^{palier} = 1,35. G_p + 1,5. Q_p = 1,35(4,34) + 1,5(2,5) = 9,609 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 9,609 \text{ KN/m}$$

- **Volée (paillasse) :**

$$G_{volée} = 8,04 \text{ KN/m}^2 ; Q_{volée} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u^{volée} = 1,35. G_v + 1,5. Q_v = 1,35(8,04) + 1,5(2,5) = 14,604 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 14,604 \text{ KN/m}.$$

D'après (le DTR BC) pour un bâtiment à usage d'habitation la charge d'exploitation des escaliers est $Q=2,5\text{KN/m}^2$

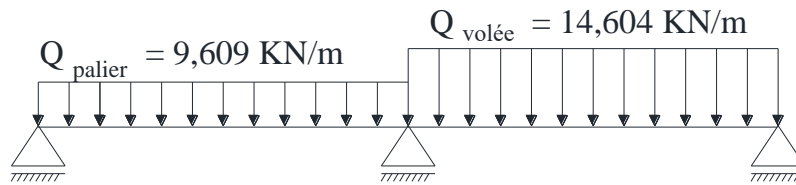


Figure IV.2-6: Les charges appliqués sur volée et palier a L'ELU

Etat limite de service (ELS) : G +Q

- **Palier**

$$q_s^{palier} = G_p + Q_p = (4,34) + (2,5) = 6,840 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 6,840 \text{ KN/m}$$

- **Volée (paillasse) :**

$$q_s^{volée} = G_v + Q_v = (8,04) + (2,5) = 10,540 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 10,540 \text{ KN/m}$$

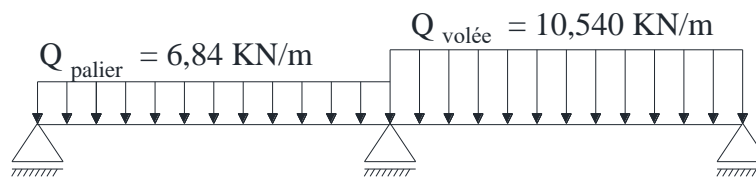


Figure IV.2-7: Les charges appliqués sur volée et palier aL'ELS

On ne peut pas résoudre le problème parce que les charges sont différées le long d'élément

- On calcul les charges moyennes a L'ELU et L'ELS :

- ✓ **A L'ELU**

$$Q_{moyennes} = \frac{9,609 \times 1,75 + 14,604 \times 2,85}{1,75 + 2,85} = 12,704 \text{ KN/m}$$

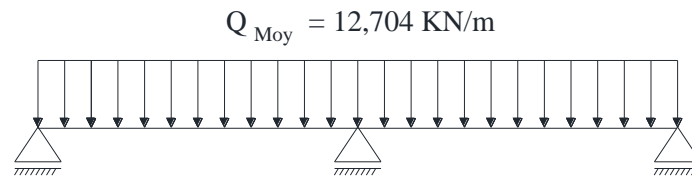


Figure IV.2-8: uniformité des charges a ELU

✓ A L'ELS

$$Q_{\text{moyennes}} = \frac{6.84 \times 1.75 + 10.540 \times 2.85}{1.75 + 2.85} = 9,132 \text{ KN/m}$$

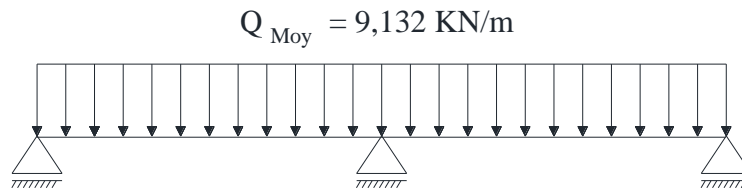


Figure IV.2-9: uniformité des charges à ELS

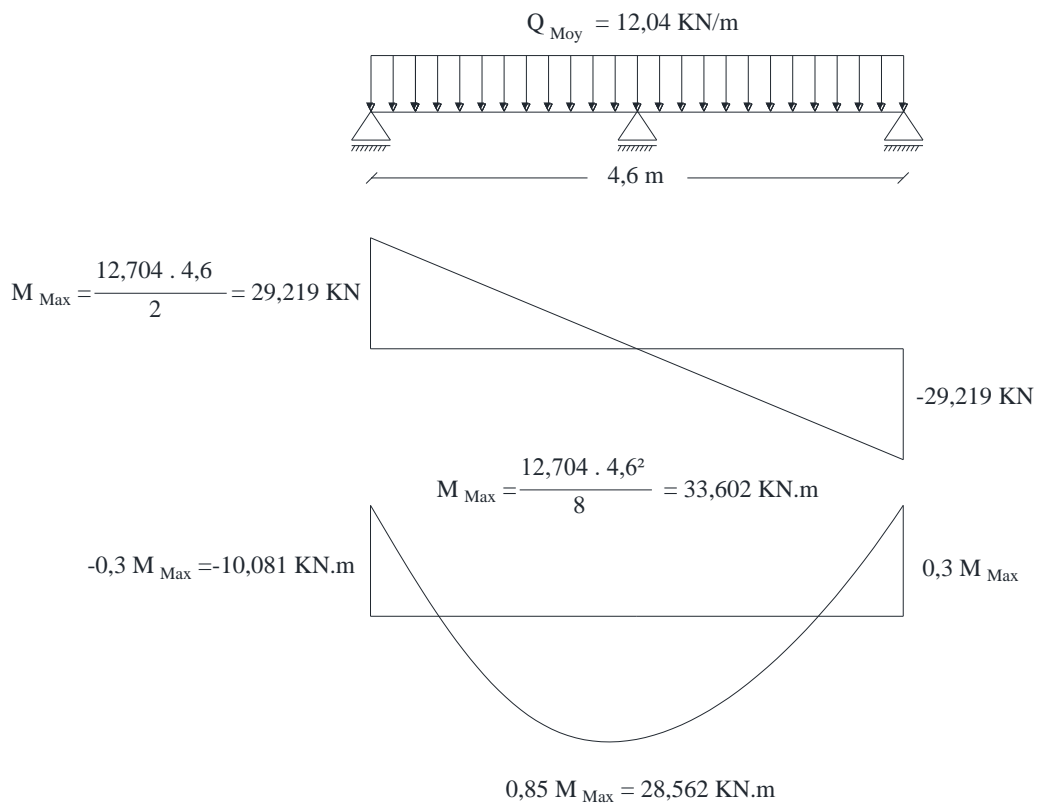


Figure IV.2-10: sollicitation des charges a ELU

Calcul les sollicitations :

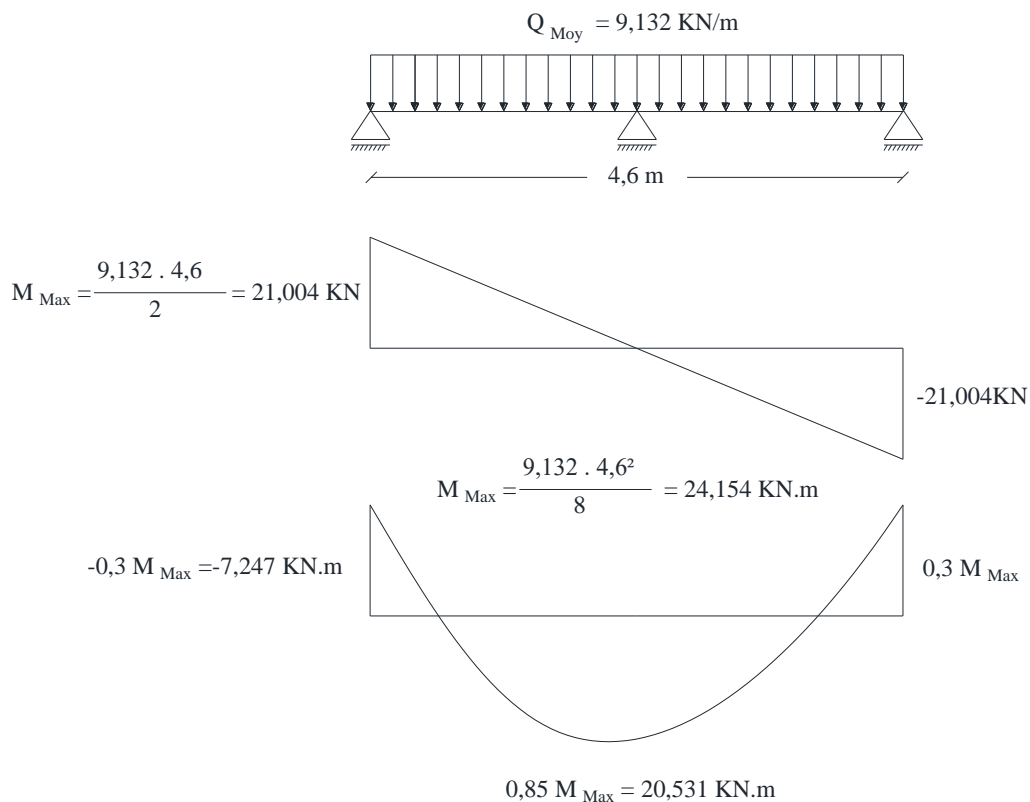
Etat limite ultime (ELU) :

$$M_{\text{travé}} = 0.85M_x \Rightarrow M_{\text{travé}} = 28.562 \text{ KN.m}$$

- $M_{\text{appui}} = -0.3M_x \Rightarrow M_{\text{appui}} = -10,081 \text{ KN.m}$
- $T = \frac{Q \times L}{2} = \frac{12.704 \times 4.6}{2} = 29.219 \text{ KN}$

Etat limite de service (ELS)

- $M_x = \frac{Q_u \times L^2}{8} = \frac{9.132 \times 4.6^2}{8} = 24.154 \text{ KN.m}$
- $M_{\text{travé}} = 0.85M_x \Rightarrow M_{\text{travé}} = 20.531 \text{ KN.m}$
- $M_{\text{appui}} = -0.3M_x \Rightarrow M_{\text{appui}} = -7.247 \text{ KN.m}$
- $T = \frac{Q \times L}{2} = \frac{9.132 \times 4.6}{2} = 21.004 \text{ KN}$

**Figure IV.2-11:** sollicitation des charges a ELS**IV.2.5 Calcul de ferrailage :****Etat limite ultime (ELU) :**

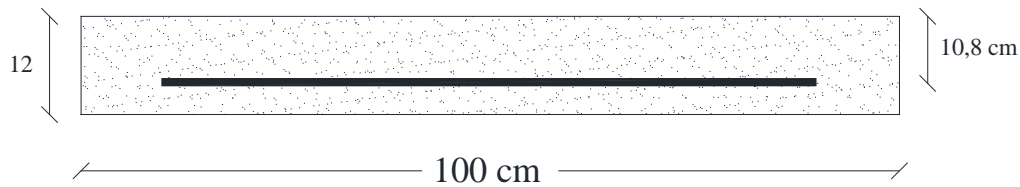


Figure IV.2-12: Section d'escalier à ferrailer.

- **En travée :**

$$\mu = \frac{0.85M_x}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$d = (h - c) = h - \frac{h}{10} = 12 - \frac{12}{10} = 10,8 \text{ cm et } \sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_B} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{28562}{100 \cdot 10.8^2 \cdot 14.2} = 0,172 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier Fe E400) } A' \neq \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,172)}) = 0,238$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,238 = 0,905$$

$$A_{cal} = \frac{0.85M_x}{\beta d \sigma_s} = \frac{28562}{0,905 \cdot 10.8 \cdot 348} = 8,40 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec } f_{t28} = 0.6 \times 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 10,8 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(8,40; 1,30) \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$\text{Choix : } 8 \text{ HA12} = 9.05 \text{ cm}^2$$

Espacement = $12.5 \text{ cm} \leq \min[3h; 33 \text{ cm}] = \min[36; 33] \text{ cm}$ e = $12.5 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée [DTR cba93 a.7.2.4.2 p97].

• **Armatures de répartition :**

On a une charge répartie :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{9.05}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

e = $25 \text{ cm} \leq \min[4h; 45] = \min[48; 45] \text{ cm}$ e = $25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée.

- **En appui :**

$$M_a = 10,081 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{10081}{100 \cdot 10.8^2 \cdot 14.2} = 0,6 < \mu_L = 0,392(\text{Acier FeE400}) A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.061}) = 0,079$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,079 = 0,968$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{cal}} = \frac{10081}{348 \cdot 10.8 \cdot 0.968} = 2,77 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_{\text{cal}} = 2.77 \text{ cm}^2; A_{\text{min}} = 1.30 \text{ cm}^2)$$

$$A = 2.77 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$\text{Choix: } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min [3h; 33\text{cm}] = \min [36; 33] \text{ cm}, e = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

- **Armatures de répartition :**

On a une charge répartie

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4 \text{ HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$e = 25 \text{ cm} \leq \min [4h; 45] = \min [48; 45] \text{ cm}, e = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

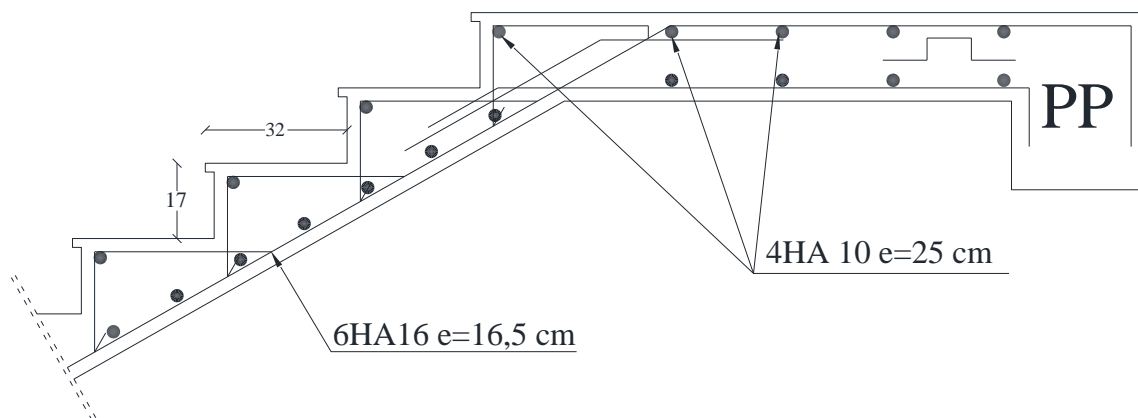


Figure IV.2-13:ferraillage a ELU

Etat limite ultime (ELS) :

Il faut faire des vérifications qui sont considérées relatives à la contrainte maximale de béton comprimé σ_b et à la contrainte d'acier σ_s et aux déformations

a- Contrainte maximale du béton comprimé

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_b = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

b- Contrainte de l'armature tendue pour une fissuration préjudiciable

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right)$$

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration } \eta = \begin{cases} 1 & \rightarrow \text{RL} \\ 1,6 & \rightarrow \text{HA} \end{cases}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right.$

\rightarrow si $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$ il n'y a aucune vérification à effectuer pour L'ELS

- **Entravée**

$$M_u = 28,562 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 20,531 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{28,562}{20,531} = 1,39 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,238 < 0,44 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S

- **En appui :**

$$M_u = - 10,081 \text{ KN.m}$$

$$M_s = - 7,247 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{10,081}{7,247} = 1,39 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$$

$$\alpha = 0,238 < 0,44 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S

IV.2.6 Vérification de la flèche :

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$F = \frac{M.l^2}{10.Ev.I_{Fv}} \text{ [Art : Annexe D CBA 93] et } F < \bar{F} = \frac{l}{500} \text{ [L < 2 m. Art B.6.5.3 CBA 93]}$$

$$I_{fv} \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.12^3}{12} = 0,000144 \text{ m}^4.$$

$$Ev = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{25} = 10818.9 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 28,562 \text{ KN.m}$$

$$F = \frac{Ml^2}{10 \times Ev \times I_{Fv}} = \frac{28562 \times 4.6^2}{10818,9 \times 10^6 \times 0,000144} = 0,39 \text{ cm.}$$

$$\bar{F} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm.}$$

$$F = 0.39 \text{ cm} < \bar{f} = 0,92 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

L'effort tranchant :

Pour des fissurations peut préjudiciables on doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{[A.5.1.2.1.1 CBA 93]}$$

$$\text{Avec } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = \min(3,33; 5) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$T_u = 29.219 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{29219}{1000 \times 12} = 2,43 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

IV.2.7 Poutre palière :**IV.2.7.1 Le pré dimensionnement de la poutre :**

- Critère de flèche :

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

L : longueur de la poutre.

h : hauteur du poutre.

b : largeur du poutre.

- Conditions imposées par le RPA99.V2003 :

- ✓ $b \geq 20 \text{ cm}$

- ✓ $h \geq 30 \text{ cm}$

- ✓ $\frac{h}{b} < 4$

On a : L = 255 cm

$$\frac{255}{15} \leq h \leq \frac{255}{10} \rightarrow 17 \text{ cm} \leq h \leq 25.5 \text{ cm.}$$

On prendre b = 25 cm et h = 30 cm

Donc la section de la poutre principale est de dimension (25×25) cm².

Vérification :

$$\begin{cases} b = 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ h = 30\text{cm} = 30\text{cm} \rightarrow \text{CV.} \\ \frac{h}{b} = \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \end{cases}$$

Poutre palière à L'ELS :

$$\text{Poids propre : } 0.3 \times 0.25 \times 25 = 1.88 \text{ KN/m}$$

$$\text{Mur brique : } 1.35 \times 0.15 \times 15 = 3 \text{ KN/m}$$

$$\text{Crépissage : } 1.35 \times 0.01 \times 2 \times 20 = 0.4 \text{ KN/m}$$

Réaction de palier à L'ELS :

$$q_s = \frac{T_s}{l/2} = \frac{21.004}{1.275} = 16,474 \text{ KN/m.}$$

Poutre palière a L'ELU :

$$(1.88 + 3 + 0.4) \times 1.275 = 6.732 \text{ KN/m}$$

$$q_s = \frac{T_s}{l/2} = \frac{29.219}{1.275} = 22,917 \text{ KN/m}$$

Une poutre palière bi-encastée sur les poteaux radie par le palier de repos qui en dalle pleine

Le calcul d'une poutre bi-encastée sous l'effet de la torsion revient au calcul d'une poutre dont l'effort tranchant est augmenté par la torsion.

Cette torsion ne génère jamais des désordres si le ferrailage vis-à-vis de l'effort tranchant est vérifié.

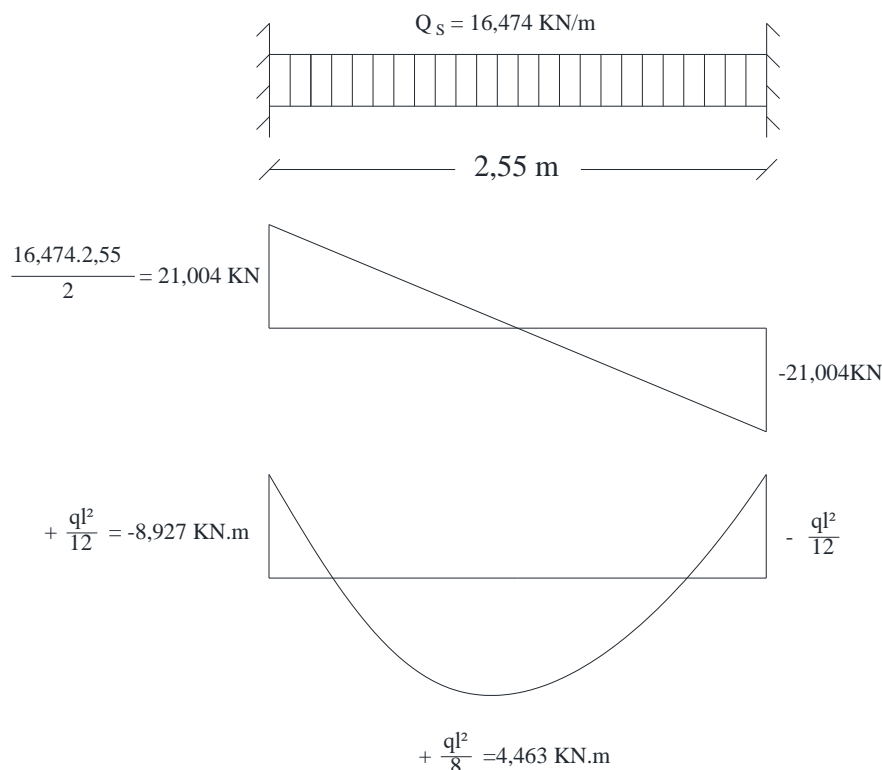


Figure IV.2-14: sollicitation sur la poutre palier

IV.2.7.2 Calcul de Ferrailage :

- En travée :

$$\mu = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4463}{25 \cdot 27^2 \cdot 14,2} = 0,017 < \mu_L = 0,392 \text{ (acier Fe E400) } A' \neq \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

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

• Détermination des armatures :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0,017)}) = 0,021$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,021 = 0,992$$

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

$$A_{cal} = \frac{M}{\beta d \sigma_s} = \frac{8927}{0,983 \cdot 27 \cdot 348} = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 25 \cdot 27 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,82 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min}) = \max(0,97 ; 0,82) \text{ cm}^2$$

$$A = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Choix des armatures :

Choix : 3 HA12 = 3.39 cm²

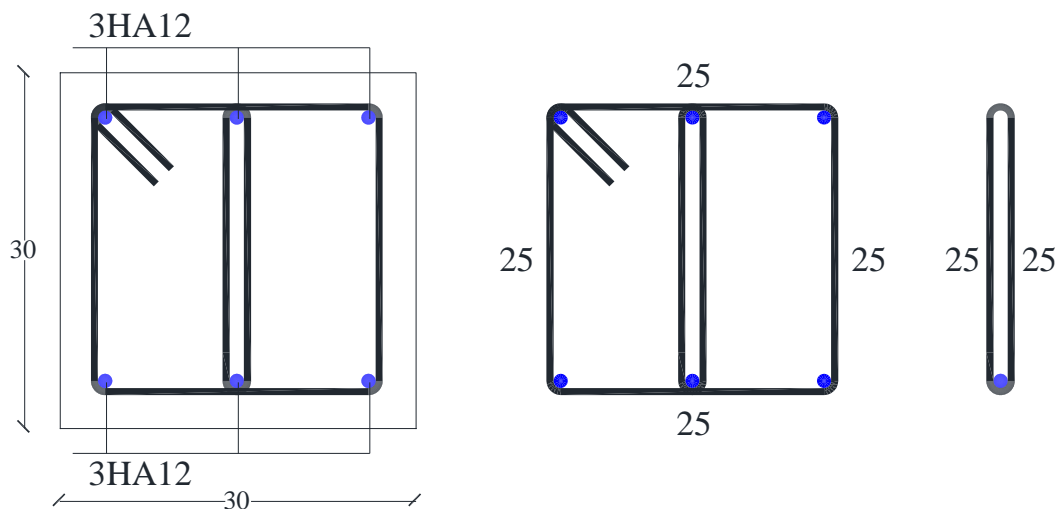


Figure IV.2-15: ferrailage de la section transversal du poutre palier

IV.3 Etude de l'acrotère :

IV.3.1 Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre (G), à une surcharge horizontale due à la main courante (Q) et à une force sismique (F_p).

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure

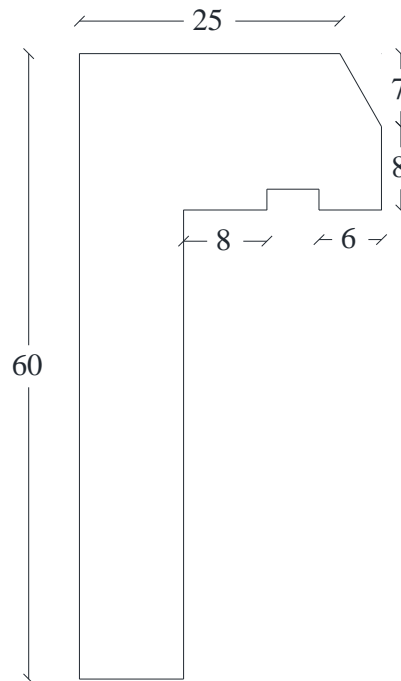


Figure IV.3-1: Coupe transversale de l'acrotère.

IV.3.2 Hypothèses de calcul :

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml. La fissuration est considérée préjudiciable.

L'acrotère sera calculé en flexion composée.

IV.3.3 Evaluation des charges et surcharges :

Poids propre :

$$G_0 = \gamma_b \times S_{acr} = 25 \left\{ (0.11 \times 0.60) + (0.08 \times 0.15) + (0.06 \times 0.11) + (0.06 \times 0.08) + \frac{(0.07 \times 0.06)}{2} \right\}$$

$$G_0 = 25 \times 0.0911 = 2.278 \text{ KN}$$

$$G_{rev} = 1.5 \times 0.11 \times 0.60 = 0.099 \text{ KN}$$

$$\text{D'où, la charge totale est } G = W_p = 2.377 \text{ KN}$$

Charge d'exploitation :

$$Q = 1 \text{ KN}$$

Force sismique :

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} A = 0.15 \text{ (zone IIa): coefficient d'accélération de la zone;} \\ C_p = 0.8 : \text{facteur de force horizontale;} \\ W_p = 2.377 \text{ KN: poids propre de l'acrotère;} \end{cases}$$

IV.3.4 Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} \rightarrow X_G = 13.95 \text{ cm.}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} \rightarrow Y_G = 36.05 \text{ cm.}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\begin{cases} N_G = 2.377 \text{ KN} \\ M_G = 0 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_Q = 0 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h = 0.60 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{FP} = 0 \text{ KN} \\ M_{FP} = F_p \times Y_G = 0.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau IV.3-1: Combinaisons d'action de l'acrotère.

Combinaisons	ELU Accidentelle	ELU Fondamentale	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2.377	3.21	2.377
M (KN.m)	1.01	0.9	0.60

IV.3.5 Calcul de l'excentricité :

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_{u,acc}}{N_{u,acc}} = \frac{1.01}{2.377} \times 10^2 = 42.49 \text{ cm} \\ \frac{h}{6} = 10 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow e_0 > h/6.$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, ce qui veut dire que la section est partiellement comprimée, de plus N est un effort de compression donc le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_u = N_u \times e$.

D'après le BAEL (Art 4.4), la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec :

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2\text{cm}; h/250) = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{10^4 \times h_0}$$

ϕ : Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \frac{0}{0 + 0.60} = 0$$

$$l_f = 2 \times h = 1.2 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.11} = 0.785 \text{ cm}$$

$$D'où : e = 42.49 + 2 + 0.785 = 45.275 \text{ cm}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.21 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.21 \times 0.45275 = 1.453 \text{ KN.m}$$

IV.3.6 Ferrailage de l'acrotère ;

Calcul à l'ELU :

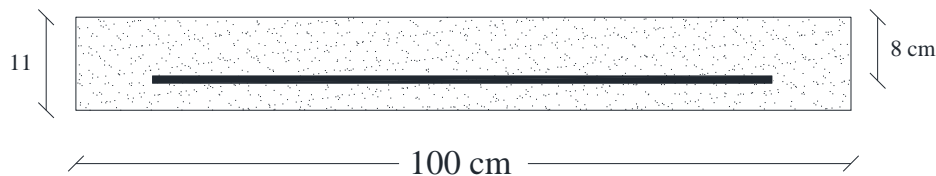


Figure IV.3-2: Section de l'acrotère à ferrailier

$(h/6 < e_0) \rightarrow$ La section est partiellement comprimée et e_0 en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua} :

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.453 + 3.21 \left(0.08 - \frac{0.11}{2} \right) = 1.53 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{\sigma_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1530}{14.2 \times 100 \times 8^2} = 0.017$$

$$A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.017)}) = 0.021$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.021 =$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_s} = \frac{1530}{0.992 \cdot 8 \cdot 348} = 0.56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{100\sigma_s} = 0.56 - \frac{3.21 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.47 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le ferrailage se fera à l'ELU puisque c'est la situation la plus défavorable

Vérification à l'ELU :**Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,97 \text{ cm}^2 > A = 0,47 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$$

Donc on va ferrailés avec A_{\min} , et on a choisi 4HA 8 = 2,01 cm²/ml

Vérification au cisaillement :

On doit vérifier si $\tau_U < \bar{\tau}$

ELU :

$$V_U = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{1500}{1000 \times 8} = 0,19 \text{ MPa} \quad \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Alors $\tau_U = 0,19 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Situation accidentelle :

$$V_U = Q + F_p = 1 + 1,14 = 2,14 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{2140}{1000 \times 8} = 0,27 \text{ MPa} \quad \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Alors $\tau_U = 0,27 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Choix : 4HA6 = 1,13 cm²/ml

Calcul des espacements :

$$\text{Sens principal : } S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Sens secondaire : } S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm}$$

Schémas de ferrailage :

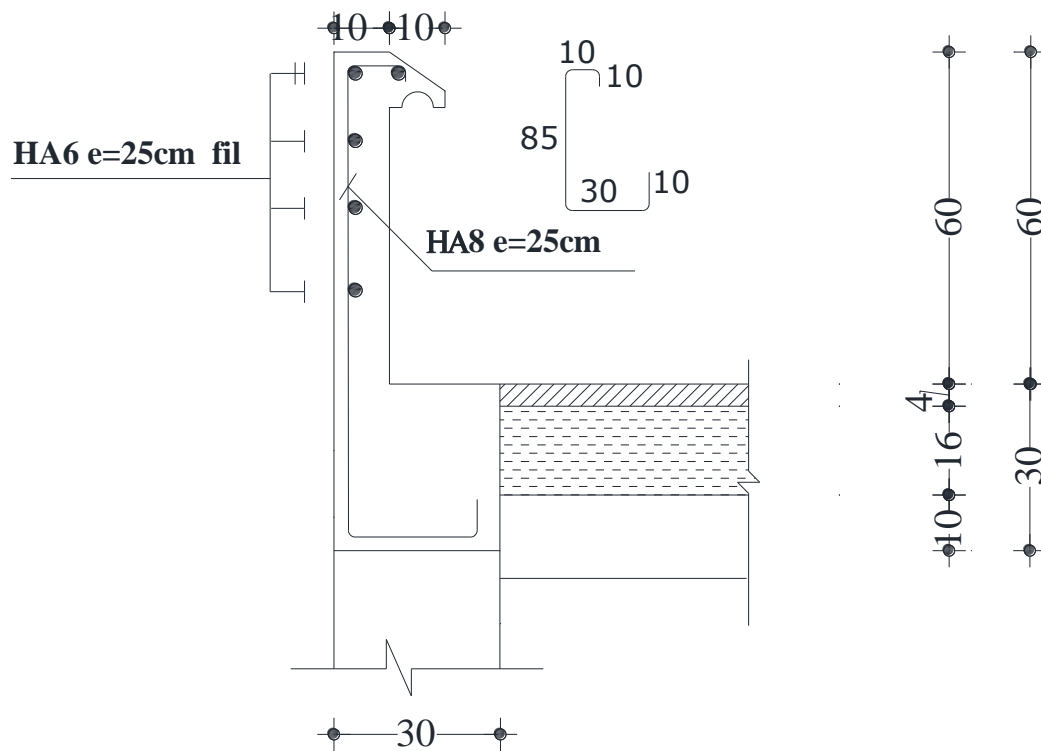


Figure IV.3-3:ferraillage de l'acrotère

IV.4 Etude des balcons :

Les balcons sont considérés comme étant encastres sur les poutres ; calculés comme une console de 1 m de largeur et sollicité par :

- Leurs poids propres : G
- La surcharge d'exploitation : Q
- La charge due au poids du mur : P

Notre ouvrage comporte deux types de balcon, dalle pleine assimilée à une console de portée de $L = 1,25$ m et un balcon, dalle pleine appuyée sur trois cotés

Type 1 :

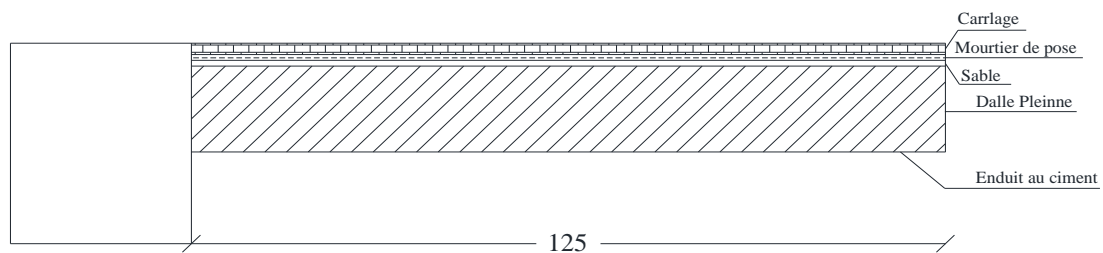


Figure IV.4-1: coupe sur le balcon

IV.4.1 Descente de charges :

Charge permanente :

On prend $h_d = 15$ cm

Carrelage + sable + mortier de pose	1.11 KN/m²
Dalle pleine en béton armé (0.15×2500)	3.75 KN/m²
Enduit ciment (1.5×18)	0.27 KN/m²
	G=5.13 KN/m²

Pour une largeur de 1 m $G = 5.13$ KN/ml

Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage habitation : $Q = 3.5$ KN/m²

Pour une largeur de 1 m $Q = 3.5$ KN/ml

IV.4.2 Calcule de charge due aux poids de mur :

La charge due au poids du mur sur le balcon : P

$$p = G_m \times h$$

$$\text{Epaisseur du mur : } e = 30 \text{ cm} \rightarrow G_m = 0.9 + 2(1.5 \times 0.18) = 1.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Hauteur de mur} = 1.2 \text{ m} \rightarrow p = 1.44 \times 1.2 = 1.728 \text{ KN/m}$$

Fissuration est considérée comme peu nuisible

- Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle (C.B.A .93).

$$\varnothing \max \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 15 \text{ cm} \rightarrow \varnothing \max \leq 15 \text{ mm} \rightarrow \varnothing \max = 12 \text{ mm}$$

- Calcul de l'enrobage : $c = a + \frac{\varnothing}{2} = 10 + \frac{12}{2} = 16 \text{ mm}$

Hauteur utile :

$$d = h_d - c = 15 - 1.6 = 13.4 \text{ cm}$$

Moment fléchissant :

ELU :

$$M_u = -[1.35G + 1.5Q] \times \frac{l^2}{2} - 1.35 \times P \times L \times 1.00.$$

$$M_u = -((1.35 \times 5.13) + (1.5 \times 3.50)) \times \frac{1.20^2}{2} - (1.35 \times 1.728 \times 1.20 \times 1.00) \rightarrow M_u = -11.567 \text{ KN.m}$$

$$M_u = -11.567 \text{ KN.m}$$

ELS:

$$M_s = -[G + Q] \times \frac{l^2}{2} - P \times L \times 1.00$$

$$M_s = -[5.13 + 3.50] \times \frac{1.20^2}{2} - 1.728 \times 1.20 \times 1.00 = -8.287 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -8.287 \text{ KN.m}$$

IV.4.3 Calcul de ferrailage :

ELU :

$$M_u = -11.567 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\sigma_b = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_B} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{11567}{100 \cdot 13.4^2 \cdot 14.2} = 0.045 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \text{ 254975.2}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot (0.045)}) = 0.058$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.058 = 0.977 \text{ 4555.9454}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{11567}{0.977 \cdot 13.4 \cdot 348} = 2.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min} = b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.20 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(2.54; 1.20) \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 2.54 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures :**

Choix : 4 HA12 = 4.52 cm²

Espacement : 1 HA12 → e = 25 cm

- **Armatures de répartition :**

On a une charge répartie

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Choix : 4HA 8 = 2.01 cm²

1 HA12 → e = 25 cm

ELS :

Il faut faire des vérifications qui sont considérées relatives à la contrainte maximale de béton comprimé σ_b et à la contrainte d'acier σ_s et aux déformations

a- Contrainte maximale du béton comprimé $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

b- Contrainte de l'armature tendue pour une fissuration préjudiciable

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right)$$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \rightarrow \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$ Il n'y a aucune vérification A effectuée pour l'ELS.

$$M_u = -11.567 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -8.287 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{11.567}{8.287} = 1.39 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44$$

$\alpha = 0,058 < 0.44 \rightarrow$ condition vérifiée

IV.4.4 Détermination des contraintes :

$$D = 15 \times \frac{A}{b} = 15 \times \frac{4.52}{100} = 0.678$$

$$E = 30 \times A \times \frac{d}{b} = 30 \times 4.52 \times \frac{13.6}{100} = 18.44 \text{ cm}^2$$

$$Y1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.678 + \sqrt{0.678^2 + 18.44} = 3.659 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y1^2}{3} + 15 \times A \times (d - Y1)^2 = \frac{100 \times 3.65^2}{3} + 15 \times 4.52 \times (13.6 - 3.65)^2 = 7022.21$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8.287}{7022.21} = 1.18$$

- $\sigma_b = K \times Y1 = 1.18 \times 3.65 = 4.307 \text{ MPa}$

- $\sigma_s = 15 \times k \times (d - Y1) = 15 \times 1.18 \times (13.6 - 3.65) = 176.115 \text{ MPa}$

Le balcon est exposé aux ambiant intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) \min = 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} = 201.633 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.633 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Conclusion : $\sigma_b = 4.307 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ et $\sigma_s = 176.115 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$

- Alors l'armature calculée a ELU sont convenables

IV.4.5 Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_u^{\max} = [1.35G + 1.5Q] \times L + 1.35 \times P$$

$$T_u^{\max} = [1.35(5.13) + 1.5(3.50)] \times 1.20 + 1.35 \times 1.728 = 16.943 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 16.943 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{t_u^{\max}}{b \times d} = \frac{16943}{1000 \times 136} = 0.125 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\tau_U = 0.125 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \rightarrow$ Donc il n'y a pas le risque de bétonnage Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

IV.4.6 Vérification de la flèche :

$$\frac{h_d}{L} = \frac{15}{120} = 0.125 > \frac{1}{20} = 0.05 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13.6} = 0.00332 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Conclusion :

Les deux (02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.5 Etude de l'ascenseur :

IV.5.1 Définition :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment.

Caractéristique de notre ascenseur :

- L : Longueur de l'ascenseur = 1.44 m
- l : Largeur de l'ascenseur = 1.35 m
- H : Hauteur de l'ascenseur = 2,2 m
- F_e : Charge due à la cuvette = 145 KN
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15 KN
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51 KN
- La charge nominale est de 630 Kg
- La vitesse $V = 1.6 \text{ m/s}$

IV.5.2 Etude de la dalle d'ascenseur :

$$l_x = 1.35 \text{ m}$$

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a: $l_x = 1.35 \text{ m}$ et $l_y = 1.44 \text{ m}$ donc une surface $s = 1.44 \times 1.35 = 1.95 \text{ m}^2$

$$e = \frac{l_x}{20} = \frac{1.44}{20} = 7.2 \text{ cm} \text{ soit } e = 20 \text{ cm}$$

Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 22 \times 0.20 = 4.4 \text{ KN/m}^2$$

Poids de la dalle en béton armé.

$$G_2 = 20 \times 0.05 = 1 \text{ KN/m}^2$$

Poids du revêtement en béton (e=5cm).

$$G' = G_1 + G_2 = 5.4 \text{ KN/m}^2$$

$$G'' = \frac{F_e}{s} = \frac{145}{1.95} = 74.36 \text{ KN/m}^2$$

Poids de la machine.

$$G_{total} = G' + G'' = 79.76 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

Cas d'une charge répartie :

Calcul des sollicitations à l'ELU :

$$Q_{ultime} = 1.35G_{total} + 1.5Q = 111.43 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 111.43 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.35}{1.44} = 0.94$$

$0.40 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle est considérée comme portant dans deux directions

$$\rho = 0.94$$

$$\mu_x = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot \rho^3)} = \frac{1}{8 \cdot (1 + 2,4 \cdot 0,94^3)} = 0.042$$

$$\mu_y = \rho^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - \rho)^2) = 0,94^2 \cdot (1 - 0,95 \cdot (1 - 0,94)^2) = 0.881$$

Suivant le sens L_x :

$$M_x = \mu_x \times Q_{ult} \times l_x^2 = 0.042 \times 111.43 \times 1.35^2 = 8.529 \text{ KN.m}$$

Suivant le sens Ly :

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.881 \times 8.529 = 7.514 \text{ KN.m}$$

Calcul des sollicitations à ELS :

$$Q_{service} = G_{total} + Q = 79.76 + 1 = 80.79 \text{ KN/m}^2 \times 1 = 80.79 \text{ KN/m}$$

Sens Lx :

$$M_x = \mu_x \times Q_{ser} \times l_x^2 = 0.042 \times 80.79 \times 1.35^2 = 6.184 \text{ KN.m}$$

Sens Ly :

$$M_y = \mu_y \times M_x = 0.881 \times 6.184 = 5.448 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

$$\text{En travée : } M_{travée} = 0.85M_x$$

$$\text{En appui : } M_{appui} = -0.3M_x$$

		M_u [KN.m]	M_{ser} [KN.m]
Sens XX	Travée	7.250	5.256
	Appuis	-2.559	-1.855
Sens yy	Travée	6.387	4.631
	Appuis	-2.254	-1.634

IV.5.3 Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18 \text{ cm}$ et $d_y = 17 \text{ cm}$

Selon Lx :

$$M_{Tx}^u = 7.250 \text{ KN.m}$$

$$\mu_x = \frac{M_{Tx}^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{7250}{14.2 \times 18^2 \times 100} = 0.016 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.020$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 0.992 \quad 6213.888$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{7250}{0,992 \times 18 \times 348} = 1.17 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$M_a = -2.559 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2559}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0.006 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,006}) = 0,008$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,008 = 0,997$$

$$A_{cal} = \frac{2559}{348 \cdot 18 \cdot 0,997} = 0.41 \text{ cm}^2$$

Selon Ly :

$$M_{Ty}^u = 6.387 \text{ KN.m}$$

$$\mu_y = \frac{M_{Ty}^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6387}{14,2 \times 17^2 \times 100} = 0.016 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.020$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 0.992$$

$$A_{cal} = \frac{M_{Ty}^u}{\beta d \sigma_s} = \frac{6387}{0,992 \times 18 \times 348} = 1.03 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$M_a = -2.254 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{2254}{100 \cdot 17^2 \cdot 14,2} = 0.005 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,005}) = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,006 = 0,998$$

$$A_{cal} = \frac{2254}{348 \cdot 17 \cdot 0,998} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Tableau IV.5-1: Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous un chargement uniformément répartie

	$M_{travé}$ (KN. m)	M_{appui} (KN. m)	$A_{t\text{ cal}}$ (cm ²)	$A_{t\text{ adopté}}$ (cm ²)	$A_{a\text{ cal}}$ (cm ²)	$A_{a\text{ adopté}}$ (cm ²)
Sens XX	7.250	-2.559	1.17	5HA 8 → 2.51	0.41	4HA 8 → 2.01
Sens yy	6.387	-2.254	1.03	5HA 8 → 2.51	0.38	4HA 8 → 2.01

Vérification à l'ELU :**Condition de non fragilité :****En travée :**

On calcule A_{\min}

$$h_0 > 12 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h_0 = 0.0008 \\ \times \frac{(3-0.94)}{2} \times 100 \times 20 = 1.65 \text{ cm}^2/\text{m} \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h_0 = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.60 \text{ cm}^2/\text{m} \rho > 0.4 \end{cases}$$

On a des acier FeE400 $\rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$h_0 = e = 20 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$ et $\rho = 0.94$

$$A_x^T = 5\text{HA } 8 \rightarrow 2.51 \text{ cm}^2/\text{m} > A_x^{\min} = 1.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_y^T = 5\text{HA } 8 \rightarrow 2.51 \text{ cm}^2/\text{m} > A_y^{\min} = 1.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_x^T = 2.51 \text{ cm}^2 > \frac{A_x^T}{4} = 0.63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifier}$$

En appui :

$$A_x^a = 4\text{HA } 8 \rightarrow 2.01 \text{ cm}^2/\text{m} > A_x^{\min} = 1.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_y^a = 4\text{HA } 8 \rightarrow 2.01 \text{ cm}^2/\text{m} > A_y^{\min} = 1.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

IV.5.4 Calcul des espacements : pour une fissuration PN.

Sens X-X : $e = \leq \min [3e ; 33\text{cm}] = \min [60 ; 33] \text{ cm}$, $e = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

Sens Y-Y : $e = \leq \min [3e ; 33\text{cm}] = \min [60 ; 33] \text{ cm}$, $e = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \rightarrow$ condition vérifiée

L'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{t_u \max}{b \times d} < \bar{\tau}_u$$

$$t_{ux} = q_u \times \frac{l_x}{4} \times A_x^{\min} \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 111.43 \times \frac{1.35}{4} \times 1.65 \times \frac{1.44^4}{1.44^4 + 1.35^4} = 35,01 \text{ KN}.$$

$$t_{uy} = q_u \times \frac{l_x}{4} \times A_y^{\min} \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 111.43 \times \frac{1.35}{4} \times 1.60 \times \frac{1.35^4}{1.44^4 + 1.35^4} = 26,22 \text{ KN}.$$

Vérification à l'ELS

$$q_u = G_{\text{total}} + Q = 79.76 + 1 = 80,76 \text{ KN}$$

$$\text{Sens X-X}' : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.042 \times 80,76 \times 1,35^2 = 6,18 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Sens Y-Y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.881 \times 6,18 = 5,44 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Sens X-X}' : M_0^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0,85 \times 6,18 = 5,25 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Sens Y-Y}' : M_t^y = 0,85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 0,85 \times 5,44 = 4,62 \text{ KN.m.}$$

Schéma de ferrailage :

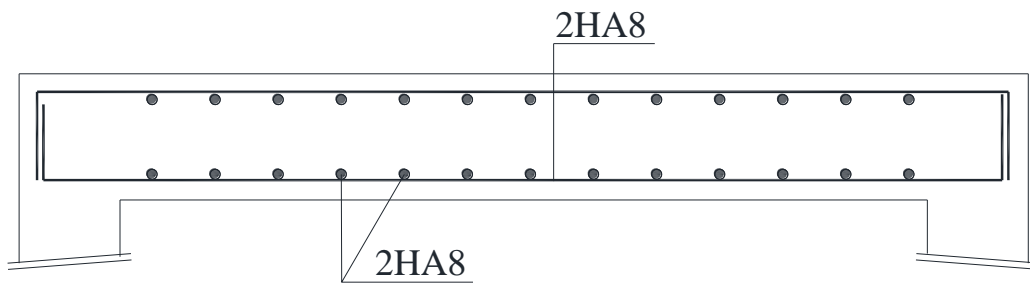


Figure IV.5-1 : ferrailage de l'ascenseur :

CHAPITRE V

ETUDE DYNAMIQUE

V.1 Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus dangereux et qui cause le plus de dégâts, ce phénomène est l'une des manifestations inévitables de la tectonique des plaques qui expose certaines parties de la planète à un risque potentiel permanent.

Dans les régions sismiques, nous devons réaliser des constructions dites parasismique afin de minimiser les conséquences désastreuses de ce phénomène des séismes. Pour consolider les bâtiments on se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitée.

Les dégâts observés en surface sont fonction de l'amplitude, la fréquence et la durée des vibrations.

L'effet du séisme sur les structures est important : peut provoquer leur endommagement, voire même leur effondrement, les sollicitations sismiques possèdent les caractères spécifiques suivants :

- Caractère Horizontales (suivant x et y) : la base d'une structure est soumise à de brusques accélérations dans toutes les directions.
- Caractère Cylindrique (Torsion suivant z) : Contrairement aux charges habituelles, les sollicitations sismiques agissent de manière alternée, dans un mouvement brutal de va-et-vient qui se répète plusieurs fois.
- Caractère dynamique : Les mouvements de la base étant rapides et saccadés, les étages n'arrivent pas à les suivre instantanément. En raison de leur masse, les étages suivent les mouvements avec un temps de retard.

Le principe de la construction parasismique est basé sur :

- Le choix du site.
- La conception architecturale.
- Le respect des règles parasismiques.
- La qualité de l'exécution.
- La maintenance des bâtiments.

Dans ce qui suit, on va effectuer l'étude sismique de l'ouvrage en suivant une méthode de calcul bien définie dans le RPA, afin de confirmer nos suggestions sur le prédimensionnement des éléments (Chapitre II).

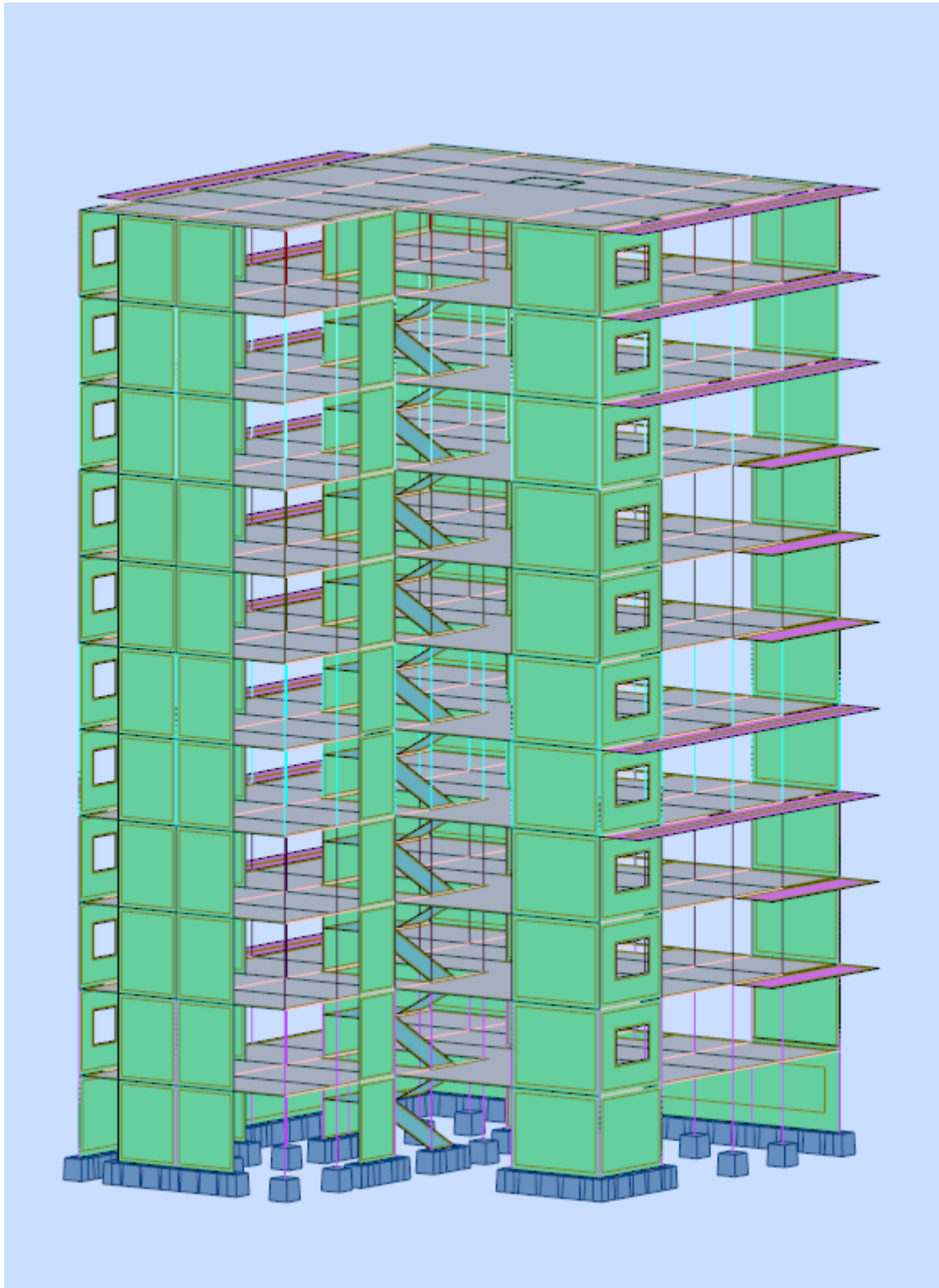


Figure V.1-1:Modélisation du bâtiment

V.2 Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes :

Ultime, service, accidentel.

- ELU : $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$
- ELA : $G+Q\pm 1,2E$
- ELA : $G+Q\pm E$
- ELA : $0,8G\pm E$

V.3 Modélisation de la structure étudiée :

La conception des structures en génie civil est une tâche complexe et qui prend un temps très considérable, pour cela le recours à l'informatique est très bénéfique. Pour notre projet on a préféré de travailler avec logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2020** à cause de la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.) dans les éléments structuraux ; en plus, nous avons estimé que l'étude des méthodes appliquées par **ROBOT** nous permettra d'acquérir plus de connaissances qui vont compléter notre formation à l'université, afin de voir l'applicabilité de nos DTR en utilisant ce programme.

V.3.1 Modélisation mathématique :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement). En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, tenant en compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

V.3.2 Description du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional :

Le logiciel **Robot Structural Analysis Professional** propose aux ingénieurs structure des fonctionnalités de simulation et d'analyse structurelle évoluées pour des structures vastes et complexes de la construction.

Autodesk Robot Structural Analysis Professional est un logiciel collaboratif, polyvalent et rapide, conçu pour vous aider à rester compétitif. Conçu spécialement pour le BIM, le logiciel Robot Structural Analysis Professional est capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage automatique par éléments finis d'une puissance exceptionnelle, des algorithmes non linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception, le tout pour des résultats quasiment instantanés.

V.3.3 Modélisation des éléments structuraux :

La modélisation des éléments constituant le contreventement est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément linéaire type (frame) à deux nœuds, chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différents niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisée par un élément surfacique type (Shell) à quatre nœuds.
- La dalle est modélisée par un élément surfacique type (Slab) à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides .et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

V.4 Méthode de calcul :

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

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

La hauteur de notre structure (zone IIa, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99Art4.1.2). La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

V.5 La méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

V.6 La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Utilisée par un personnel qualifié, elle donne l'accélération du sol par rapport au temps, et indique les ondes exercées.

V.7 La méthode d'analyse modale spectrale :

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

V.7.1 Détermination du paramètre du spectre de réponse :

Le terme spectre de réponse désigne une accélération maximale d'un oscillateur simple en fonction de sa période propre et de son amortissement critique permettant ainsi de déterminer, selon les fréquences caractéristiques des bâtiments et des équipements, l'accélération (et donc la force) maximale à laquelle ils seraient soumis.

Comme expliqué dans le RPA99v2003, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour déterminer le spectre de réponse, on doit calculer plusieurs paramètres qui sont :

- **Coefficient d'accélération du sol « A » :**

Coefficient qui dépend de la zone sismique du site et le groupe d'usage de l'ouvrage illustrée dans un tableau (RPA99v2003. Tableau 4.1)

Implantation à MOSTAGANEM : Zone IIa

Ouvrage de type habitation : Groupe d'usage 2

Tableau V.7-1: coefficient d'accélération A.

Groupe d'usage	Zone de sismicité			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Donc : $A = 0.15$

- **Période fondamentale (T) :**

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

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

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T h_N^{3/4} \\ 0.09 h_N / \sqrt{D} \end{array} \right.$$

- C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003.

$$C_T = 0,05 \quad (\text{Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA})$$

- h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. $h_N = 34,09$ m

- D : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré
 $D_x = 18,30$ m ; $D_y = 21,35$ m.

AN :

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0,05 \times (34,09)^{3/4} = 0,705 \text{ s. Dans les deux directions}$$

$$T_X = 0,09 \frac{34,09}{\sqrt{18,30}} = 0,717 \text{ s}$$

$$T_Y = 0,09 \frac{34,09}{\sqrt{21,35}} = 0,664 \text{ s}$$

D'après le RPA 99 version 2003 (tableaux 4,6 et 4,7), il faut retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs.

$$T_x = \min (0,705; 0,717) \rightarrow T_x = 0,705 \text{ s}$$

$$T_y = \min (0,705; 0,664) \rightarrow T_y = 0,644 \text{ s}$$

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

On prend **T = 0,644 s**

- **Calcul de la période T1 et T2 :**

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, la catégorie du site est « Sol meuble » Notée « S3 », Et en se référant au tableau 4.7 du RPA99v2003, la période caractéristique associée à la catégorie de site est :

$$\mathbf{T_1 = 0,15 \text{ s} \quad , \quad T_2 = 0,50 \text{ s}}$$

- **Coefficient de correction d'amortissement η :**

Selon le RPA 99 version 2003, Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

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

Pour notre cas on prend : $\xi = 7$ % (Portique en béton armée et de remplissage dense).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,8819$$

- **Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :**

Dépend de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η de la période fondamentale de la structure T (4.2) :

$$\begin{cases} 12,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$0,5 \leq 0,644 \leq 3 \text{ sec}$$

$$D = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,644}\right)^{2/3}$$

$$D = 1,86$$

- **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le « tableau 4.3 » de RPA 99 / version 2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans (l'article 3.4 du RPA 99 version 2003) Dans notre structure ; on a un système portiques contreventées par des voiles en béton armée.

Donc le Coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=4**

- **Facteur de qualité Q :**

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non"

Tableau V.7-2:Pénalité en fonction de critère de qualité : (RPA 99 Tab 4.4)

Critère « q »	P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.00	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10	0.10
$Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q$	1.30	1.30

$$Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0,1 = 1,30$$

Tableau V.7-3:Récapitulation des paramètres sismiques de l'ouvrage.

Coefficient	A	R	D	Site	Q	η	ζ	T	T_1	T_2
	0,15	4	1,86	S3	1,30	0,88	7	0.64	0,15	0,5

V.7.2 Spectre de réponse de calcul :

D'après le RPA99v2003 (4.3.3), l'action sismique est :

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

Avec :

g : Accélération de la pesanteur, g=9,81

A : Coefficient d'accélération de zone.

En fonction du calcul du mode spectrale et en remplaçant les paramètres du spectre, on dessine le graphe par rapport à la période fondamentale T :

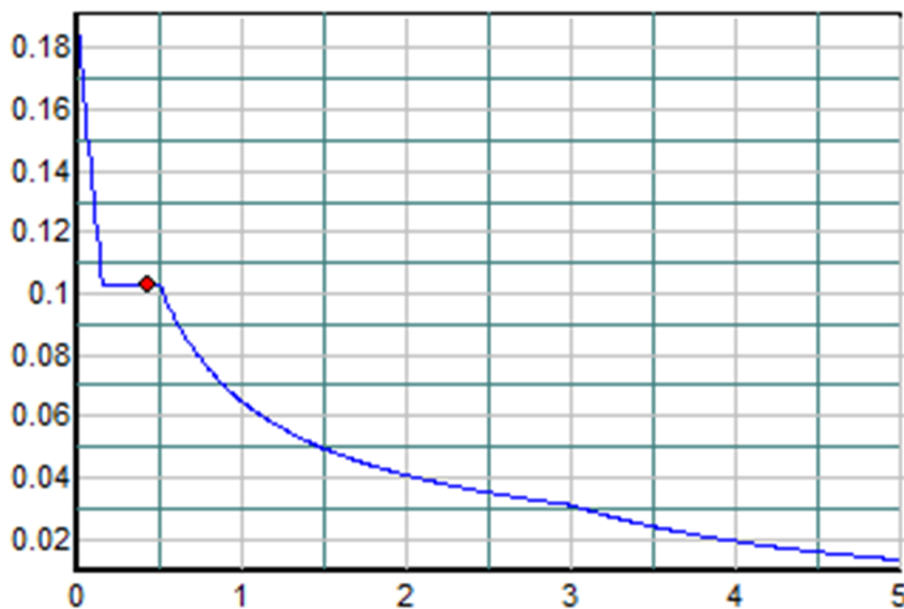


Figure V.7-1: Diagramme du spectre de réponse (Programme du RPA).

V.8 Modélisation :

V.8.1 Justification vis-à-vis l'estimation de la période fondamentale :

D'après le RPA99 v2003, la valeur de T calculés ne doit pas dépasser 30% de celle estimé à partir des formules empiriques c'est à dire : La période fondamentale de la structure T doit être supérieure face à la période dynamique T_d :

$$1,3 T > T_d$$

Avec :

T : la période dynamique.

T_d : La période fondamentale de la structure.

Donc On lance une analyse et on compare les résultats :

V.8.2 Les dispositions des voiles :

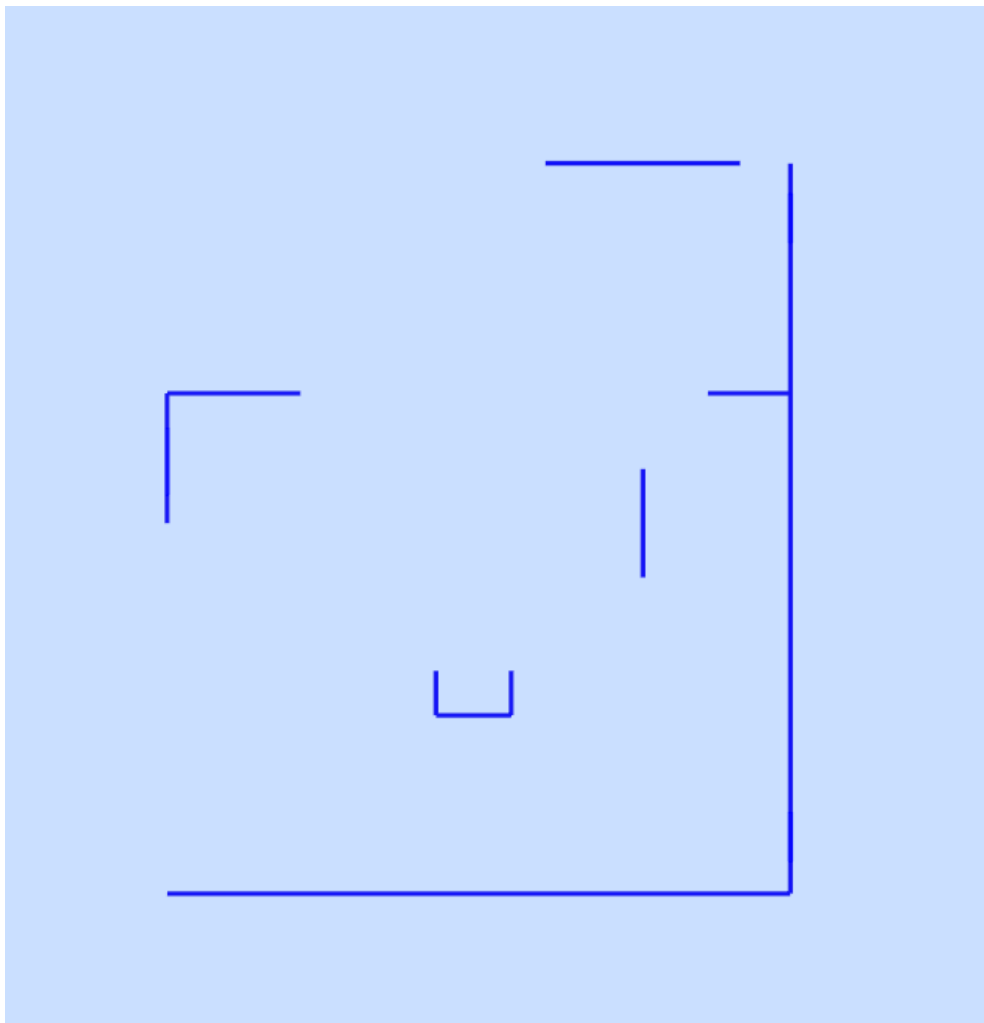


Figure V.8-1: disposition des voiles type 1

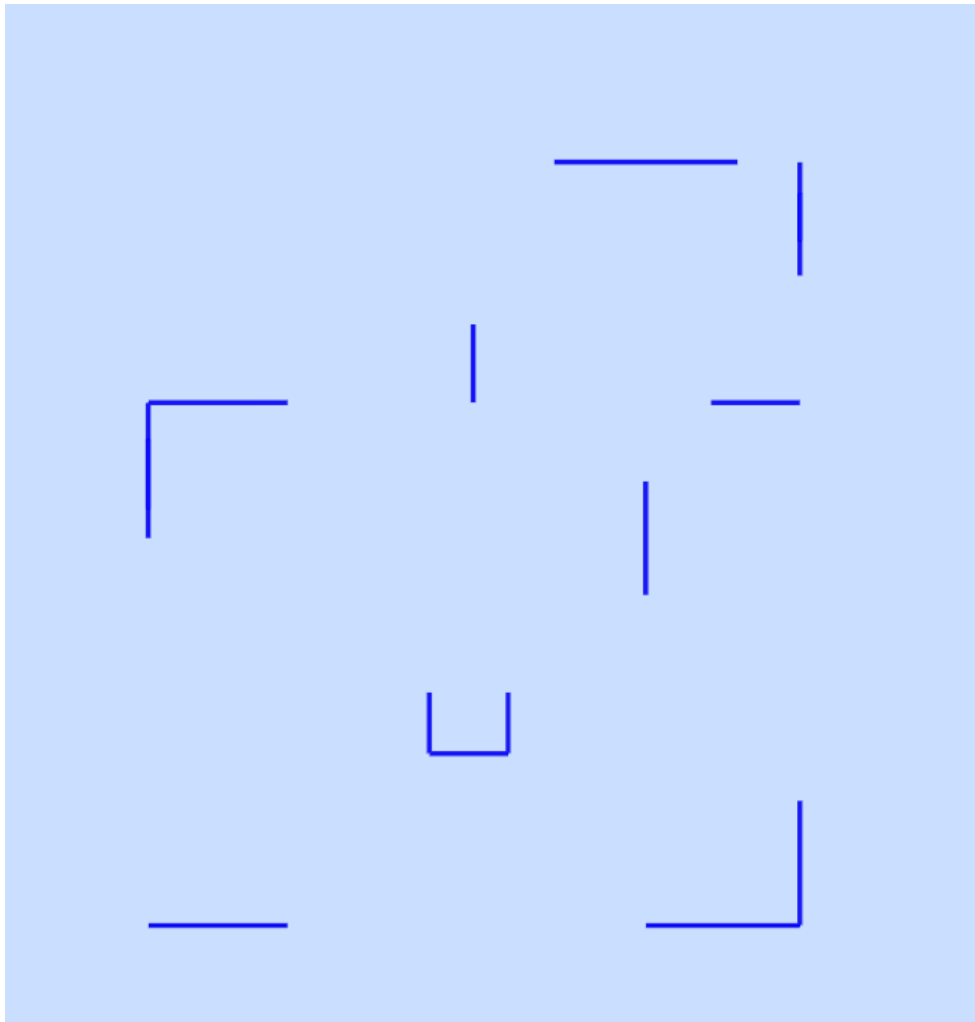


Figure V.8-2: disposition des voiles type 2

V.8.3 Nombre de modes à considérer :

Selon l'RPA 99 version 2003 (Article 4.3.4) : Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites le nombre minimal des modes (K) doit être :90 % au moins de la masse totale de la structure.

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad TK \geq 0,20$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus de sol et Tk la période du mode K.

Tableau V.8-1: tableau de Période et facteur de participation modale

Mode	Période (s)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)
1	0,679	66,03	0,01	66,03	0,01
2	0,578	66,03	64,28	0,01	64,27
3	0,455	66,74	64,29	0,71	0,01
4	0,349	80,56	64,29	13,82	0
5	0,256	80,56	82,29	0	18
6	0,236	87,48	82,29	6,91	0
7	0,231	87,5	82,29	0,02	0
8	0,225	87,5	88,01	0	5,72
9	0,223	91,52	88,01	4,03	0

On constate qu'il faut 09 modes (Sum Uy) et pour 12 modes (Sum Ux) attendre 90% de participation des masses modales exigée par le RPA 99 VERSION 2003 ART 4.3.4.a

- Le 1er mode est un mode translation selon l'axe X avec 66,03% de participation de masse modale.
- Le 2^{ème} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 64,28% de participation de masse modale.
- Le 3^{ème} mode est mode torsion pure.

V.8.4 Justification vis-à-vis la force sismique :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.6, p54), la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. Si $V_t < 0,80 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport $0,8 V_s/V_t$.

Détermination de la force sismique statique :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

W : Poids total de la structure.

On a $W = 45667,23 \text{ KN}$

$$V_S = \frac{0,15 \times 1,86 \times 1,30}{4} \times 45667,23$$

$$V_S = 4140,88 \text{ KN}$$

$$0,8 \times V_S = 0,8 \times 4140,88 = 3312,70 \text{ KN}$$

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Tableau V.8-2: Vérification de la résultante des forces sismiques.

V(KN)	0.8V statique (KN)	V dynamique (KN)		0.8 Vs < Vd
L'effort tranchant à la base	V_x, V_y	V_x	V_y	CV
	3312,70	18865,572	18738,584	CV

V.8.5 Justification vis-à-vis la sollicitation normale :

Pour limiter le risque de rupture des éléments verticaux (poteau) sous l'action du séisme, la condition suivante indiquée dans l'article (7.4.3.1) doit être vérifiée :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

- N_d : Effort normal de calcul
- B_c : section brute du poteau

Si la condition n'est pas vérifiée sur un des éléments d'un étage, cela veut dire que l'élément en question ne résiste pas face à l'effort de séisme et doit changer le pré dimensionnement définie précédemment.

Les calculs des conditions sur les poteaux sont traduits dans le tableau :

Tableau V.8-3: Vérification des poteaux sous sollicitations d'effort normal.

Niveau de poteau	Nd (KN)	B _c (cm ²)	f _{c28}	V ≤ 0,3	Observation
Sous-sol	10821,88	(55×55)	25	0,23	CV
RDC	8358,63	(55×55)	25	0,21	CV
1 ^{er} étage	4041,86	(50×50)	25	0,19	CV
2 ^{eme} étage	4051,77	(50×50)	25	0,19	CV
3 ^{eme} étage	3852,87	(45×45)	25	0,16	CV
4 ^{eme} étage	3852,87	(45×45)	25	0,17	CV
5 ^{eme} étage	3674,91	(40×40)	25	0,15	CV
6 ^{eme} étage	3674,91	(40×40)	25	0,14	CV
7 ^{eme} étage	3517,89	(35×35)	25	0,11	CV
8 ^{eme} étage	3517,89	(35×35)	25	0,1	CV
9 ^{eme} étage	3448,11	(30×30)	25	0,06	CV

8.5 : Vérification de déplacement :

Justification vis-à-vis des déformations :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

D'après la modélisation de notre structure par logiciel ETABS 9.6.0, Le déplacement total de chaque niveau est donné ci-dessous :

Tableau V.8-4: Valeurs du déplacement sens (x,x').

Niveau de poteau	Drift X	H étage (cm)	R	ΔX (cm)	1% H étage(cm)	Observation
Sous-sol	0,000	289	4	0,04216	2,89	CV
RDC	0,002	306	4	0,17408	3,06	CV
1 ^{er} étage	0,004	306	4	0,51544	3,06	CV
2 ^{eme} étage	0,005	306	4	0,75208	3,06	CV
3 ^{eme} étage	0,003	306	4	0,823752	3,06	CV
4 ^{eme} étage	0,008	306	4	0,920448	3,06	CV
5 ^{eme} étage	0,010	306	4	0,971856	3,06	CV
6 ^{eme} étage	0,012	306	4	0,99756	3,06	CV
7 ^{eme} étage	0,013	306	4	0,988992	3,06	CV
8 ^{eme} étage	0,009	306	4	0,970632	3,06	CV
9 ^{eme} étage	0,004	306	4	0,937584	3,06	CV

- **Sens transversal :**

Tableau V.8-5: Valeurs du déplacement sens (y,y').

Niveau de poteau	Drift Y	H étage (cm)	R	ΔY (cm)	1% H étage(cm)	Observation
Sous-sol	-0,000	289	4	0,05304	2,89	CV
RDC	0,000	306	4	0,11016	3,06	CV
1 ^{er} étage	-0,001	306	4	0,3808	3,06	CV
2 ^{eme} étage	-0,001	306	4	0,5576	3,06	CV
3 ^{eme} étage	-0,003	306	4	0,64872	3,06	CV
4 ^{eme} étage	-0,006	306	4	0,742968	3,06	CV
5 ^{eme} étage	-0,005	306	4	0,796824	3,06	CV
6 ^{eme} étage	-0,006	306	4	0,828648	3,06	CV
7 ^{eme} étage	-0,012	306	4	0,83232	3,06	CV
8 ^{eme} étage	-0,012	306	4	0,821304	3,06	CV
9 ^{eme} étage	-0,014	306	4	0,80172	3,06	CV

Selon l'RPA 99 version 2003 (Article 5.9), Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{Pk \times \Delta k}{Vk \times hk} \leq 0,10$$

- Pk : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k ».
- Vk : Effort tranchant d'étage au niveau "k" :
- Δk : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- hk : Hauteur de l'étage « k ».

- **Sens longitudinal :**

Tableau V.8-6: Valeur l'effet P-Δ (Sens longitudinal).

Niveau de poteau	Pk (KN)	H étage (cm)	ΔX (cm)	VX (KN)	θX	<0,1
Sous-sol	12986,88	289	0,04216	1361,66	0,01	CV
RDC	10030,35	306	0,17408	941,02	0,013	CV
1^{er} étage	4850,23	306	0,51544	414,88	0,045	CV
2^{eme} étage	4862,12	306	0,75208	415,90	0,045	CV
3^{eme} étage	4623,44	306	0,823752	395,48	0,045	CV
4^{eme} étage	4623,44	306	0,920448	395,48	0,060	CV
5^{eme} étage	4409,89	306	0,971856	377,22	0,045	CV
6^{eme} étage	4409,89	306	0,99756	377,22	0,045	CV
7^{eme} étage	4221,46	306	0,988992	361,10	0,060	CV
8^{eme} étage	4221,46	306	0,970632	361,10	0,030	CV
9^{eme} étage	4137,33	306	0,937584	353,94	0,030	CV

- **Sens transversal :**

Tableau V.8-7: Valeur l'effet P- Δ (Sens longitudinal)

Niveau de poteau	Pk (KN)	H étage (cm)	ΔY (cm)	VY (KN)	θY	<0,1
Sous-sol	12986,88	289	0,05304	1420,87	0,010	CV
RDC	10030,35	306	0,11016	981,93	0,012	CV
1 ^{er} étage	4850,23	306	0,3808	432,92	0,014	CV
2 ^{eme} étage	4862,12	306	0,5576	433,98	0,029	CV
3 ^{eme} étage	4623,44	306	0,64872	412,68	0,043	CV
4 ^{eme} étage	4623,44	306	0,742968	412,68	0,029	CV
5 ^{eme} étage	4409,89	306	0,796824	393,62	0,043	CV
6 ^{eme} étage	4409,89	306	0,828648	393,62	0,029	CV
7 ^{eme} étage	4221,46	306	0,83232	376,80	0,043	CV
8 ^{eme} étage	4221,46	306	0,821304	376,80	0,029	CV
9 ^{eme} étage	4137,33	306	0,80172	369,33	0,029	CV

Remarque :

Puisque le coefficient θ est inférieurs à 0,10 donc l'effet P- Δ peut être négliger pour les deux sens.

CHAPITRE VI

ETUDE DES PORTIQUES

VI.1 Introduction :

Une construction résiste aux charges gravitaires et sismique grâce à ses éléments porteurs principaux, constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les différentes sollicitations qui seront utilisé pour le ferrillage et qui sont tirées de l'analyse statique et sismique de la structure réalisée par le logiciel ETABS 2016.

VI.2 Définition :

- **Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres Permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

- **Voiles :**

Ce sont des éléments verticaux dont la longueur est nettement supérieure à l'épaisseur $h \geq (4 \times e)$ qui sont utilisés pour reprendre les efforts horizontaux dûs au séisme.

- **Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VI.3 Ferrillage des portiques :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont à considérer sont les suivent :

- **G** : Charges permanentes ;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.

VI.3.1 Combinaisons d'actions :

- Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [CBA93] :
 - $1,35G + 1,5Q$ Etat Limite ultime.
 - $G+Q$ Etat Limite de service.
- Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :
 - $0,8 \times G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel

ROBOT 2020

VI.3.2 Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : (30×40) cm².
- Poutres secondaires : (30×35) cm².

a) Ferrailages réglementaires :

a. Recommandation du R.P.A.99 (version 2003) [ART 7.5.2.1] :

Armature longitudinale :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc :

- Armatures minimales : 0.5% B en zone IIa.
- Armatures maximale $\begin{cases} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement} \end{cases}$
- Longueur de recouvrement est de : $40.\emptyset$ en zone IIa.

Avec : **B** : Section de la poutre.

Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0,003 \times S \times b \text{ RPA99/V2003 [ART 7.5.2.2].}$$

Avec :

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

b. Règlement BAEL91 : [BAEL91r99 /Article-4.2]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b) Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "**ROBOT 2020**" ; on obtient les résultats suivants :

Tableau VI.3-1: Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [kN.m] et efforts

Combinaisons	Sollicitations	Poutres principales (30x40)	Poutres secondaires (30x35)
E.L.U (1,35G+1,5Q)	M _t [kN.m]	42,450	36,683
	N [kN]	0	0
	M _a [kN.m]	-87,682	-48,552
	N [kN]	0	0
E.L.S (G+Q)	M _t [kN.m]	30,930	26,547
	N [kN]	0	0
	M _a [kN.m]	-63,375	-34,697
	N [kN]	0	0
A.C.C (G+Q±E)(0,8 G E)	M _t [kN.m]	68,555	63,150
	N [kN]	0	0
	M _a [kN.m]	-102,672	-71,857
	N [kN]	0	0
Effort Tranchant	T [kN]	110,930	48,407

Armatures longitudinales :**1. Conditions imposées par le RPA99/V2003 :**

- Poutre principale : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : $A_{min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$ **Conditions imposées le BAEL91 :**

• Poutre principale :

$h=40 \text{ cm}$; $b=30 \text{ cm}$; $d= 0,9 \times h = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

2. Conditions imposées le BAEL91 :**• Poutre secondaire :**

$h=35 \text{ cm}$; $b=30 \text{ cm}$; $d= 0,9 \times h = 0,9 \times 35 = 31,5 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

3. Exemple de Calcul : Poutres principales (30x40) cm²**A. En travée :****❖ Situation durable et transitoire :**

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 42,450 \text{ KN.m} = 42450 \text{ N.m}$$

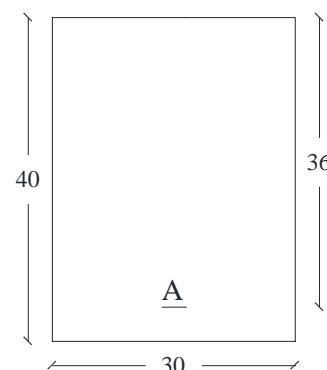


Figure VI.3-1: Section de calcul en travée.

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{42450}{14.2 \times 30 \times 36^2} = 0.077$$

$$\mu = 0.077 < \mu_1 = 0.392 \text{ Acier (Fe E400)}$$

$$\rightarrow A' \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{348}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 0.077; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.077)}) = 0.100 \text{ et } \beta = 1 - 0.4(0.100) = 0.960$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{42450}{348 \times 0.960 \times 36} = 3,52 \text{ cm}^2.$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Situation accidentelle**

$$M_t^{\text{acc}} = 68,555 \text{ KN.m} = 68555 \text{ N.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{68555}{14.2 \times 30 \times 36^2} = 0.124$$

$$\mu = 0.124 < \mu_1 = 0.392 \text{ Acier (Fe E400)} \rightarrow A' \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.124; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.124)}) = 0.166 \text{ et } \beta = 1 - 0.4(0.166) = 0.934$$

- **Détermination des armatures :**

$$A^{\text{acc}} = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{68555}{400 \times 0.934 \times 36} = 5,10 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 6,73 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$4T14 + 4T16 \text{ A} = 14,20 \text{ cm}^2$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :**

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{\text{ser}}} = \frac{42450}{30930} = 1,37$$

$$\alpha = 0.100 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa.}$$

❖ Conclusion :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

(Aucune vérification pour (σ_s))

⇒ Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

B. En appuis :

❖ Cas fondamentaux :

Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_a^u = 87682 \text{ KN.m} = 87682 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{87682}{14.2 \times 30 \times 36^2} = 0.159$$

$$\mu = 0.159 < \mu_1 = 0.392 \text{ Acier (Fe E400)}$$

$$\rightarrow A' \nexists \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{348}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 0.159; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.159)}) = 0.218 \text{ et } \beta = 1 - 0.4(0.218) = 0.913$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{87682}{348 \times 0.913 \times 36} = 7.66 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

❖ Situation accidentelle

$$M_a^{\text{acc}} = 102,672 \text{ KN.m} = 102672 \text{ N.m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{102672}{14.2 \times 30 \times 36^2} = 0.186$$

$$\mu = 0.186 < \mu_1 = 0.392 \text{ Acier (Fe E400)} \rightarrow A' \nexists \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0.186; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.186)}) = 0.259 \text{ et } \beta = 1 - 0.4(0.259) = 0.896$$

- Détermination des armatures :

$$A^{\text{acc}} = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{102672}{400 \times 0.896 \times 36} = 7.96 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 7.96 \text{ cm}^2$$

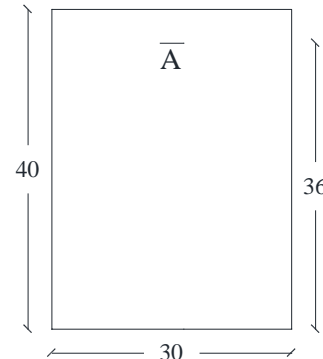


Figure VI.3-2: Section de calcul en Appuis.

- **Choix des armatures :**

$$4T14 + 4T16 A = 14,20 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (E.L.S.) :

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec } A \neq A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{87682}{63375} = 1,38$$

$$\alpha = 0,259 < \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,440 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa.}$$

- ❖ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

c) Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\max} = 110,930 \text{ KN.m} = 110930 \text{ N.m}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :
[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 36 \Rightarrow a = 32,4 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 110930 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

Donc : il n'Ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_{inf} = 6 \geq \frac{1,15}{400} \left[110930 + \frac{87682}{0,9 \times 36} \right] \times 10^{-2} = 3,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne

Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{110930}{30 \times 40 \times 10^2} = 0,924 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\bar{\tau}_u = \min[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}] = 3,34 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,924 < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d. Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{1 \text{ min}}\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,30\right) = 1,30 \text{ cm} = 13 \text{ mm}$$

On prend :

$\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 4\phi_8 A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ (2cadre).

• **L'espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \text{CBA93/A. 5. 1. 2. 3].}$$

$$\begin{cases} k = 1 & (\text{flexion simple}) \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,80 \times 235}{30 \times (0,924 - 0,3 \times 2,1)} = 42,84 \text{ cm.}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(32,4; 42,84) = 32,4 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2].}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm [CBA93/A.5.1.2.2]}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 32,4 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 (version 2003) :

- **Zone nodale :**

$$\delta_{t4} \leq \max\left(\frac{h}{4}; 12; \emptyset\right) = \max\left(\frac{40}{4}; 12; 1,30\right) = 10$$

- **Zone courante :**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} \delta_t = 15 \text{ cm en zone courante} \\ \delta_t = 10 \text{ cm en zone nodale} \end{cases}$$

e. Vérification des armatures transversales :

- **Zone nodale :**

$$A_{t \min} = 0,005 \times 10 \times 30 = 1,5 \text{ cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$A_{t \min} = 0,005 \times 15 \times 30 = 2,25 \text{ cm}^2$$

f. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r = 40\emptyset_{\max} \text{ (Zone IIa)}$$

$$\emptyset = 16\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 64 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 20\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2,0 = 80 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 14\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm on adopte} \rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

La jonction par recouvrement doit être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (Zones critiques).

Note bien : étant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est le même que celle déjà montrée ci-avant ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Tableau VI.3-2:Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires

Type des poutres		A min (cm ²)		A _{cal} [cm ²]	Barres choisis	A _{corr} [cm ²]	Recouvrement [cm]
		BAEL [cm ²]	RPA99 V (2003) [cm ²]				
Poutres Principales (30x40)	Travées	1,30	6	6,73	4HA14+4HA16	14,2	64
	Appuis			6,73	6HA16+2HA20	17,2	80
Poutres Secondaires (30x35)	Travées	1,14	5,25	5,25	2HA12+4HA14	8,4	56
	Appuis			5,25	3HA14+3HA16	10	64

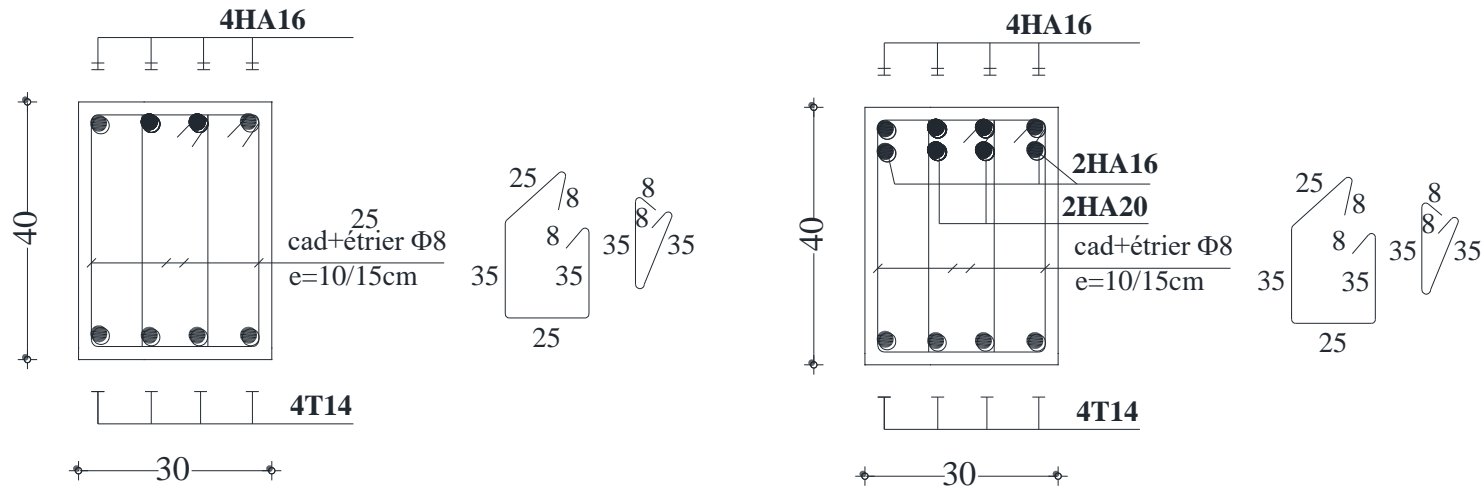


Figure VI.3-3: Ferrailage des poutres principales

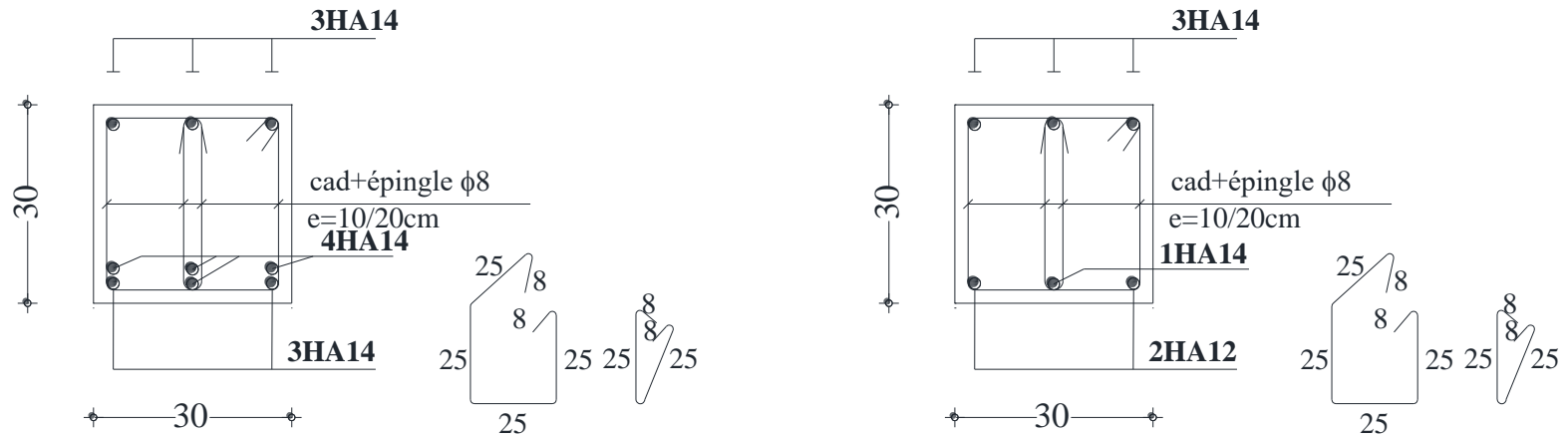


Figure VI.3-4: Ferrailage des poutres secondaires

VI.3.3 Etude des poteaux :

Leurs rôles :

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)

Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts Horizontaux :

- Effet du vent
- Effet de la dissymétrie des charges
- Effet de changement de la température
- Effet des efforts sismiques

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal(N) et à deux moments fléchissant (M_{y-y} , M_{z-z})

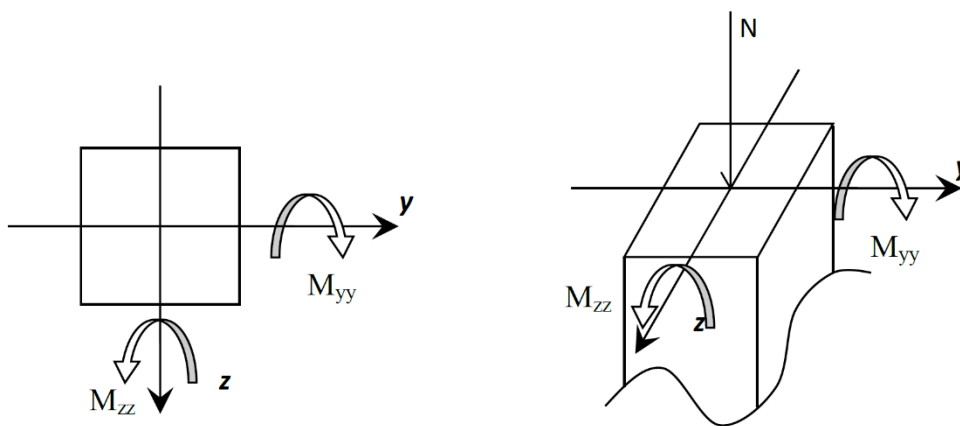


Figure VI.3-5: Sollicitation sur les poteaux.

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Une section partiellement comprimée (**s.p.c**).
- Une section entièrement comprimée (**s.e.c**).
- Une section entièrement tendue (**s.e.t**).

- **Section partiellement comprimée :**

Une section partiellement comprime si :

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal N) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction.

Le centre de pression si de trouve à l'extérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression

Si l'effort normal de compression se trouvée à l'intérieur de la section ; alors il faut vérifie :

$$(0,337 \times h - 0,81 c') \geq N'(d - c') - M_1$$

Avec M_1 : Moment fléchissant par rapport aux armatures tendues.

- **Section entièrement comprimée :**

La section est entièrement comprimée => le diagramme des déformations passe par le pivot C [domaine 3] caractérisé par $\epsilon_b = 2\%$ pour la fibre située à $\frac{3}{7}$ de la fibre la plus comprimée

- **Section entièrement tendue :**

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

VI.3.3.1 Combinaison de charges :

- Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :
 - $1,35G + 1,5Q$ (Etat Limite ultime).
 - $G + Q$ (Etat Limite de service).
 - G .
- Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :
 - $0,8 \times G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

VI.3.3.2 Principe de calcul :

1. $N^{\max}, M_{zz \text{ corr.}}$
2. $N^{\max}, M_{yy \text{ corr.}}$
3. $M_{zz \text{ max}}, N_{\text{corr.}}$
4. $M_{yy \text{ max}}, N_{\text{corr.}}$
5. $N_{\min}, M_{zz \text{ corr}}$
6. $N_{\min}, M_{yy \text{ corr}}$

VI.3.3.3 Ferrailage des poteaux :

a) Ferrailage réglementaire :

1. Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.4.2.1] :

Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en (**Zone IIa**).
- Leur pourcentage maximal sera de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale du recouvrement est de :

40 Φ en (**Zone IIa**).

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en (**Zone IIa**).

- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$L' = 2h$$

$$H' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm} \right)$$

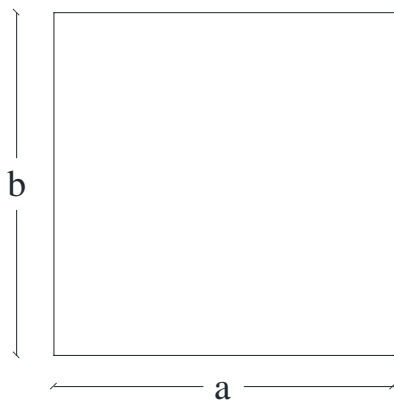


Figure VI.3-6: section de calcul poteau

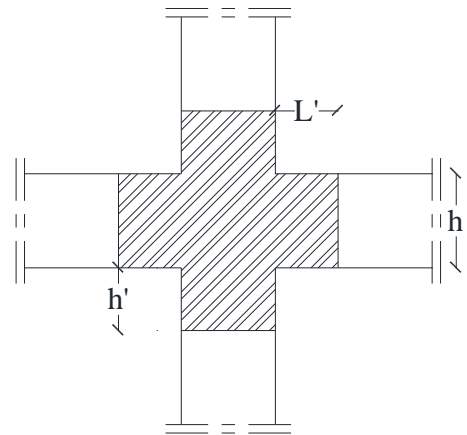


Figure VI.3-7: zone nodale [RPA99/2003. Fig.7.2].

Avec :

h : la hauteur de la poutre ;

b et a : dimension du poteau et

h_e : la hauteur libre entre deux niveaux.

Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e} \quad [\text{RPA99/7.4.2.2}]$$

Avec :

T_u : Effort tranchant ultime ;

a : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a: Coefficient dépendant de l'élançement géométrique λ_g.

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5, \lambda_g = \frac{L_f}{a} \\ \rho_a = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

δ_t: Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

- Zone nodale : $\delta_t \leq \min(10\phi_L; 15\text{cm}) \dots\dots\dots(\text{zone IIa})$.
- Zone courante : $\delta_t \leq 15.\phi_L \dots\dots\dots (\text{zone IIa})$.

ϕ_L : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

• **Section minimale des armatures transversales :**

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donnée comme suit :

- Si : $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.4\%$
- Si : $\lambda_g \leq 3 \rightarrow 0.8\%$
- Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow$ Interpolation des valeurs limites précédentes avec :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

2. Règlement BAEL91 :

Armatures longitudinales : [B.A.E.L91/A.8.1.2.1]

La section A_L des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_L \geq 4\text{cm}^2 / m_L \\ 0, 1\% B \leq A_L \leq 4\% B \end{array} \right. \rightarrow \text{Pour section entièrement comprimée.}$$

Avec B : la section totale du poteau.

Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :

$$A_{min} \geq \max \left[0,2 \times \frac{b \times h}{100} ; 8 \times \frac{b+h}{100} \right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple.}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour la flexion simple}$$

$$A_{min} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{Pour la traction simple.}$$

Armature transversale : [BAEL91/A.8.1.3]

Le diamètre minimal des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_{Lmax}}{3}$

Et l'espacement : $\delta_t = \min(15\phi_{Lmin}, 40 \text{ cm}, (b + 10) \text{ cm})$

b : plus petite dimension de la section transversale du poteau et

ϕ_{Lmin} : plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaires à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir au minimum trois cours des armatures transversales.

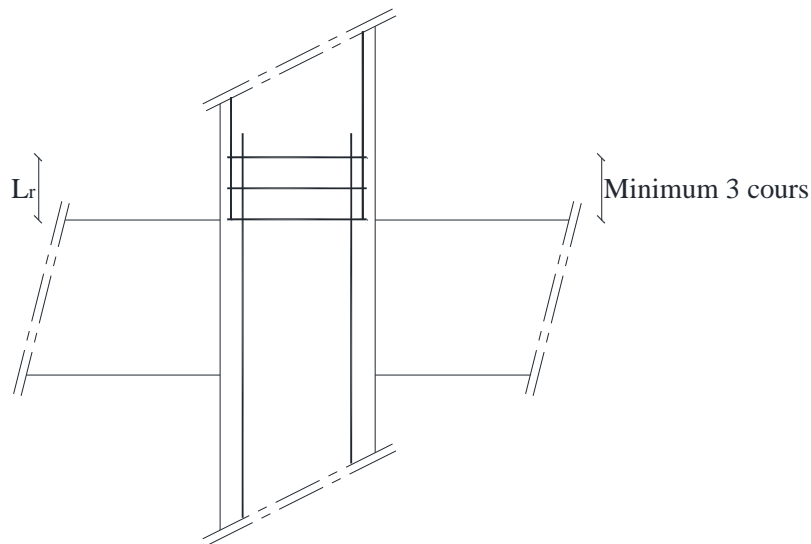


Figure VI.3-8: Armatures transversales dans la zone de recouvrement

Avec :

L_r = Longueur de recouvrement

Les types de poteaux :

Dans notre structure, on a 6 types de poteaux :

Tableau VI.3-3: Tableau récapitulatif des sections des poteaux.

Types	Niveaux	Section [cm ²]
1	Sous-sol → RDC	(55×55)
2	1 ^{er} - 2 ^{ème} étage	(50×50)
3	3 ^{ème} - 4 ^{ème} étage	(45×45)
4	5 ^{ème} - 6 ^{ème} étage	(40×40)
5	7 ^{ème} - 8 ^{ème} étage	(35×35)
6	9 ^{ème} étage	(30×30)

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ETABS sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (**1,35G+1,5Q**) pour la situation durable et (**G+Q±E**) (**0.8G±E**) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2]

Tableau VI.3-4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts

Type de Poteau Combinaison	Niveau	Angle	Rive	Centre
	Effort	(55×55)	(55×55)	(55×55)
E.L.U 1,35 G + 1,5 Q	N_u^{max}	475,914	1173,600	750,010
	M_y^{corr}	-7,295	8,604	-10,119
	M_z^{corr}	3,352	-0,290	-0.142
ACC G+Q+E (0,8G±E)	M_z^{max}	-70,353	-45,321	-51,478
	N^{corr}	1394,268	1105,919	704,762
	M_y^{max}	59,972	39,555	22,192
	N^{corr}	1394,268	1105,919	704,762
ACC G+Q±1,2E (0,8G±E)	N^{min}	-708,648	-668,977	200,805
	M_y^{corr}	59,972	39,555	22,192
	M_z^{corr}	56,972	51,623	51,270
Effort tranchant				

Combinaisons	Section 'cm ²)	(55×55)	(50×50)	(45×45)	(40×40)	(35×35)	(30×30)
	Sollicitation						
E.L.U 1,35 G + 1,5 Q	N_u^{\max}	1398	1246,423	953,645	673,415	271,566	138,273
	M_y^{corr}	-20,241	-3 ;881	-0.359	1,446	-6,887	-3,966
	M_z^{corr}	1,802	-3,264	-4,741	-6,416	1,480	0,960
ACC G+Q+E (0,8G±E)	M_z^{\max}	54,740	54,427	61,284	55,148	48,772	35,672
	N^{corr}	1150,666	1031,425	953,654	556,080	222,331	118,583
	M_y^{\max}	89,084	77,410	77,113	70,094	63,877	34,660
	N^{corr}	1150,066	1031,425	953,654	556,080	222,331	118,583
ACC G+Q±1,2E (0,8G±E)	N^{\min}	-266,562	-239,635	-166,312	-92,312	-20,079	-5,272
	M_y^{corr}	89,084	77,410	77,113	70,094	63,877	34,660
	M_z^{corr}	54,740	54,427	61,284	55,148	48,772	35,672
Effort tranchant	T	14,886	14,213	12,562	12,727	13,110	22,753

Exemple de calcul :**Ferrailage du poteau de section (55×55) cm² :**

b = 55 cm h= 55 cm d= 54 cm

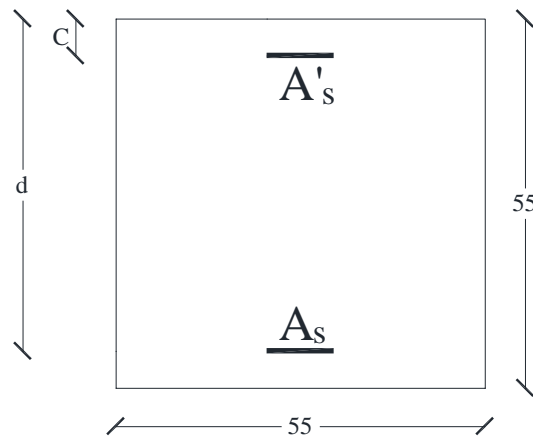


Figure VI.3-9: coupe d'un poteau de dimensions (55×55) cm

- Les armatures longitudinales :
- ❖ Situation durable et transitoire :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 1398$ KN.
- $M_{\text{corr}} = 20,241$ KN.m
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{202,41}{1398} = 0,145 < \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm} \rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- **Etat limite ultime de résistance :**

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times b \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1398 \times 10^3 - 100 \times 55^2 \times 14,7}{100 \times 348} = -87,60 \leq 0 \Rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite de stabilité de forme :**
- Vérification si on a une compression excentrée :

$$\frac{L_f}{h} = \leq? \text{ MAX} \left[15; 20; \frac{e_0}{h} \right]$$

$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 420 = 294$ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]

$$\frac{L_f}{h} = \frac{294}{55} = 5,34 \text{ cm}; \text{Max} \left[15; 20 \times \frac{e_0}{h} \right] = \text{MAX} \left[15; 20 \times \frac{0,147}{55} \right] = 15$$

$$\frac{L_f}{h} = 5,34 \leq \text{MAX} \left[15; 20 \times \frac{e_0}{h} \right] = 15$$

$$L'élancement \lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h} = 3,46 \times \frac{5,34}{55} = 0,33$$

→ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée.

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = \alpha_1 \times N \\ M'_1 = N_1 \times e_1 \\ e_1 = e + e_a \end{cases}$$

1- Excentricité de premier ordre :

$$e_1 = \frac{M}{N} + e_a$$

2- Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 4,58$$

$$\alpha_1 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \times \left(\frac{0,33}{35} \right)^2 = 1$$

$$e_1 = 4,58 + 2 = 6,58$$

$$\begin{cases} N'_1 = 1398 \\ M_1 = 9198,84 \end{cases}$$

• Position du point d'application de l'effort normal (N'1):

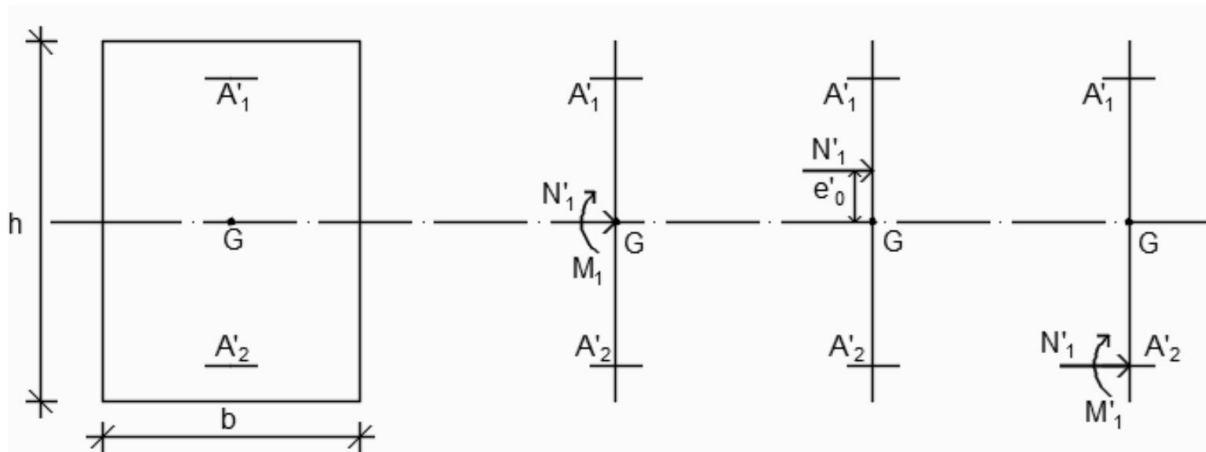
$$e_1 = \frac{M'}{N'_1} = \frac{9198,94}{1398} = 6,58$$

$$e_1 = 6,58 < \frac{h}{2} = 27,5$$

→ Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N' \times (d - c_1) - M_1$$



$$(0,337 \times 55 - 0,81 \times 5,5) \times 14,2 \times 55^2 = 604806,4 \text{ N.m} = 604,806 \text{ KN.m}$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M'_1 = M' + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$(1) M'_1 = 91,9894 + 1398 \times \left(0,495 - \frac{0,55}{2}\right) = 399,549 \text{ KN.m}$$

$$M'_1 = N_1 \times (d - c_1) - M_1$$

$$(2) M'_1 = 1398 \times (0,495 - 0,055) - 399,549 = 215,571 \text{ KN.m}$$

Conclusion : (1) = 604,806 KN.m > (2) 215,571 KN.m → La section est partiellement comprimée

(S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{399549}{14,2 \times 55 \times 49,5^2} = 0,208$$

$$\mu = 0,208 < \mu_l = 0,392 \text{ Acier (Fe E400)}$$

$$\rightarrow A' \nexists \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{348}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 0,208; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,208)}) = 0,295 \text{ et } \beta = 1 - 0,4(0,295) = 0,882$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{604806}{348 \times 0.803 \times 49,5} = 43,72 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures par la méthode de la superposition des états :

Moment limite :

$$M'_{11} = \mu_L \times \sigma_b \times b \times d^2 = 0,392 \times 14,2 \times 55 \times 49,5^2 = 750,149 \text{ KN.m}$$

Moment résiduel :

$$\Delta M'_1 = M'_1 - M'_{11} = 399,549 - 750,149 = -350,600 \text{ KN.m}$$

$$0,4.M'_1 = 0,4 \times 399,549 = 159,819 \text{ KN.m}$$

$$\Delta M'_1 = -350,600 \text{ KN.m} < ,4.M'_1 = 159,819 \text{ KN.m} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$A_{11} = \frac{M'_{11}}{\sigma_s \times \beta_L \times d}$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_L}$$

$$1000\varepsilon_L = \frac{f_e}{200\gamma_s} = 1,739$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 1,739} = 0,668$$

$$\beta_L = 1 - 0,4.\alpha_L = 0,733$$

$$A_{11} = \frac{M'_{11}}{\sigma_s \times \beta_L \times d} = \frac{750149}{348 \times 0,733 \times 49,5} = 59,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{12} = \frac{\Delta M'_1}{\sigma_s \times (d - \delta_d)} = \frac{-350600}{348 \times (49,5 - 0,111)} = -20,39 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A_1 = 59,41 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En flexion composée :

$$\begin{cases} A' = 0 \\ A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = -10,54 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

-Situation accidentelle (SA) :

$$N = -266,562 \text{ KN}$$

$$M = 89,084 \text{ KN.m}$$

-Position du point application de l'effort normal de traction N :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{89084}{266562} = 0,33 < \frac{h}{2} - \delta_d = 17,5 \text{ cm}$$

→ L'effort normal de traction N est appliqué entre les armatures (section entièrement tendue).

- **Détermination des armatures :**

$$\begin{cases} A_1 = \frac{N \times a}{100 \times \sigma_{10} \times (d - c_1)} \\ A_2 - \frac{N}{100 \times \sigma_{10}} = -A_1 \end{cases}$$

$$a = d - \frac{h}{2} - e_1 = 49,5 - \frac{55}{2} - 0,33 = 22,33$$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{266562 \times 22,33}{100 \times 400 \times (49,5 - 5,5)} = 33,82 \text{ cm}^2 \\ A_2 - \frac{266562}{100 \times 400} = -32,82 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Armatures minimales :**

- Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{min} = 0,8\% \times (b \times h) = 0,008 \times 55 \times 55 = 24,2$$

- Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :

$$A_{max} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{8(b + h)}{100} \right]$$

$$A_{max} = \max \left[\frac{0,2 \times 55 \times 55}{100}; \frac{8(55 + 55)}{100} \right] = \max[6,05; 8,8] = 8,8 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :**

$$A = \max [A_{cal}; A_{min} (\text{BAEL}); A_{min} (\text{RPA})] = 32,82 \text{ cm}^2$$

$$4T16+8T14 \quad A = 20,36 \text{ cm}^2$$

- Vérification à l'état limite de service :**

$$N_{max} = 1150,066 \quad ; \quad M_{corr} = 89,084$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1150066}{890480} = 1,291 \text{ cm}$$

$$e = 1,291 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 4,58 \text{ cm}$$

Donc le calcul à l'E.L. S n'est pas nécessaire.

- Vérification de l'effort tranchant :**

D'après le fichier de résultats "ROBOT" :

$$T_{max} = 22,753 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{b \cdot d} = \frac{22753}{55 \times 49,5} = 0,84 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifier}$$

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \frac{\phi_{L \max}}{3} = \frac{16}{3} = 5,33 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

Espacement des armatures transversales :

Suivant les règles **BAEL 91** :

$$\delta_t \leq \min (15\phi_L^{\min} ; 40 \text{ cm} ; b + 10 \text{ cm} = (15 \times 1,20; 40 \text{ cm}; 60 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

D'après les règles **RPA 99/V2003** : (zone II. a)

- **Zone nodale :**

$$\delta_t \leq \min (10\phi_L^{\min} ; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$\delta_t \leq \min 15\phi_L^{\min} = 18 \text{ cm}$$

$$\delta_t = 15 \text{ cm}$$

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

$$L' = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

$$h' = \max \left(\frac{306}{6} ; 55 ; 55 ; 60 \right) = 60 \text{ cm}$$

Détermination de la zone nodale :

$$L_r = 40. \phi_{L \max}$$

Tableau VI.3-5:Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

Type	Section [cm ²]	A _{CAL} [cm ²]	A _{min} RPA [cm ²]	A _{min} BAEL [cm ²]	Choix	A Adopté [cm ²]	Recouvrement [cm]
1	(55 × 55)	21,1	24,2	8,80	8HA14+8HA20	29,65	80
2	(50 × 50)	3,20	20	8,00	8T14 + 4T20	20,36	64
3	(45 × 45)	6,31	16,20	7,20	8T14+4T16	18,47	56
4	(40 × 40)	7.02	12,80	6,40	12T14	9.87	56
5	(35 × 35)	7,27	9,80	5,60	12T14	9.87	56
6	(30 × 30)	5,70	7,20	4,80	8T12	9.05	48

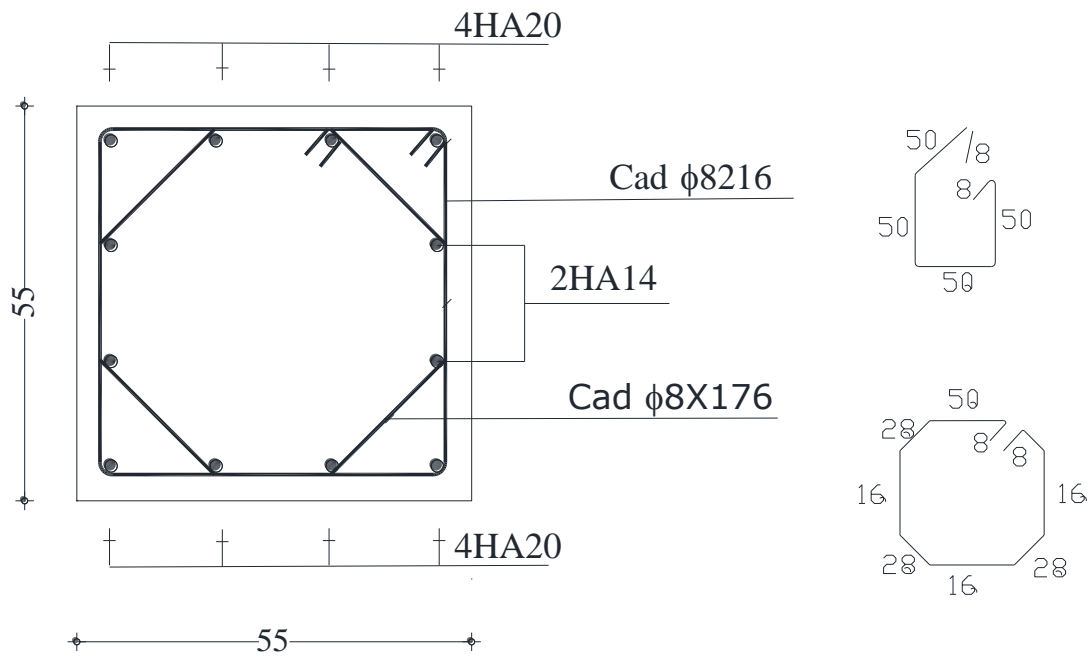


Figure VI.3-10: ferrailage de poteau

CHAPITRE VII

ETUDE DES VOILES

VII.1 Etude des Voiles

VII.1.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé où la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, vent) grâce à leurs rigidités importantes.

Le rôle des voiles est de :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers ;
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme).
- Servir de cloisons de séparation entre locaux.

VII.1.2 Ferrailage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à la base.

La figure V.11 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête.

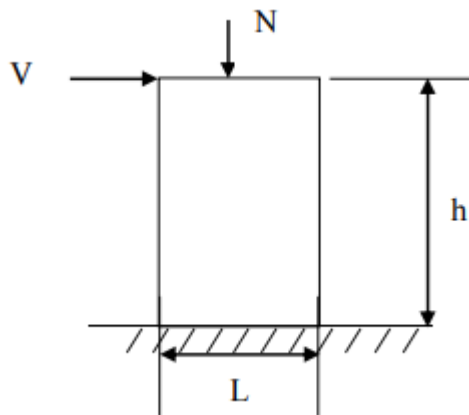


Figure VII.1-1:Schéma d'un voile.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N , un effort

Figure VII.1-2:Schéma d'un voile.

sollicité par un effort tranchant V constant

sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

1. D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties.
2. D'armatures horizontales, parallèles aux faces du mur et elles sont aussi uniformément réparties.
3. D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires au parement du voile)

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la

base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

- **Procédure de ferrailage :**

Pour le ferrailage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements **CBA 93** et **RPA 99** version **2003**.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure en effet, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, permet l'adoption d'un bon ferrailage.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

Nota: Les contraintes maximale σ_{\max} et minimale σ_{\min} du voile peuvent être déterminées à l'aide de M et N qui sont lues à partir du fichier résultat de ROBOT.

1er cas : Section Entièrement Comprimée

Si : $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".
La zone courante est armée par le minimum exigé par le **RPA 99** version **2003 Art (7.7.4.1)**.
 $(A_l, A'_l) \geq 0.0015 \times b \times h$ (0.15%).

2ème cas : Section Entièrement tendue

Si : $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) < 0$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "
On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A = \frac{f_t}{f_e}$; on compare A par la section minimale exigée par le RPA 99 version 2003.

Si : $A < A_{\min} = 0.15\%$ de la section du voile, on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A.

3ème cas : Section Partiellement Tendue

Si : $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min})$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement tendue, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

***Armatures verticales Art 7.7.4.1 du RPA 99 version 2003:**

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le **RPA** 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.

- **Armatures horizontales Art 7.7.4.2 du RPA 99 version 2003 :**

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.

- **Règles communes Art 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003 :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est comme suit :

- Globalement dans la section du voile : 0.15%
- En zone courante : 0.10 % Armatures transversales.
- L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $(1.5 \cdot a ; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- 40 \emptyset pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible
- 20 \emptyset pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des combinaisons

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espace ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espace des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1.1 \times \frac{\bar{v}}{f_e}$$

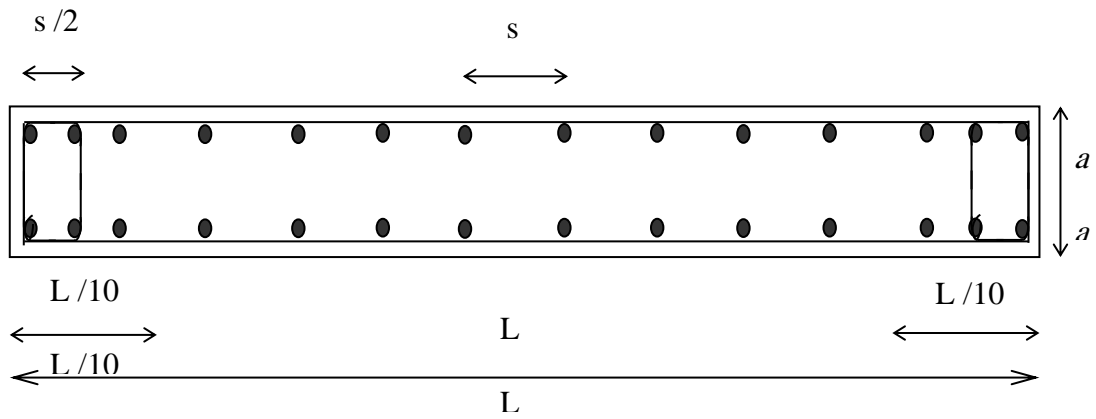


Figure VII.1-3: disposition des armatures verticales et horizontales dans les voiles.

Figure VII.1-4: disposition des armatures verticales et horizontales dans les voiles.

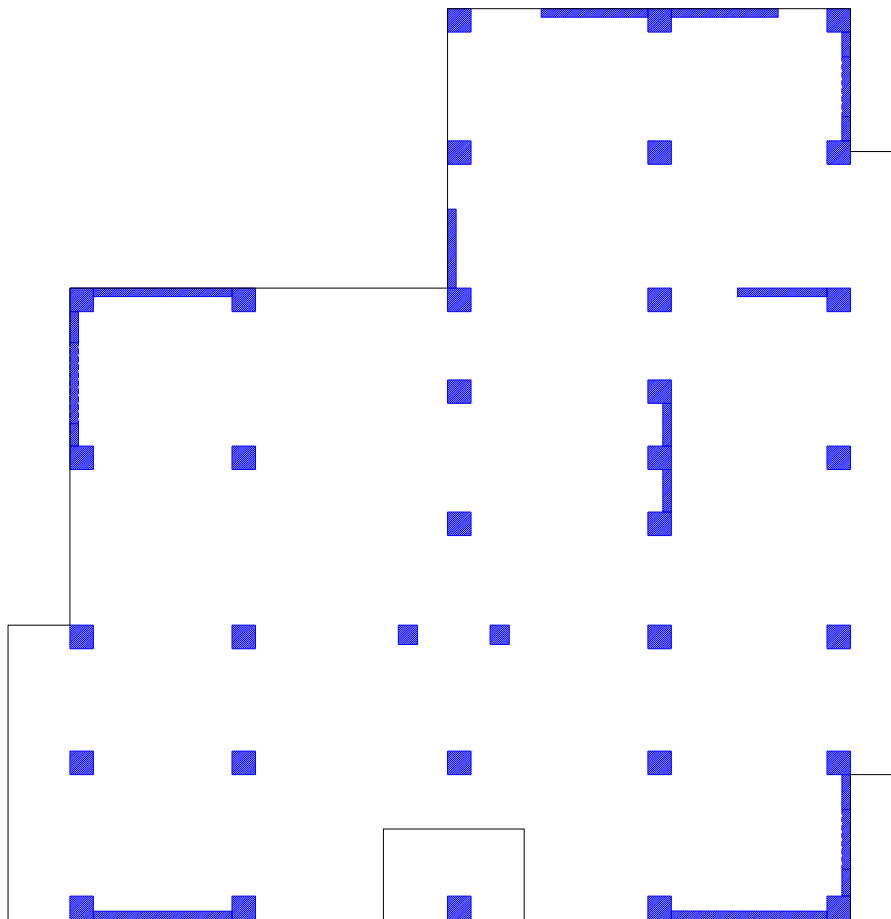


Figure VII.1-5: disposition des voiles.

Figure VII.1-6: disposition des voiles.

• **Exemple d'application :**

Nous avons pris comme exemple le voile de type I (sens YY) au niveau du RDC, qu'il a les caractéristiques géométriques et les sollicitations suivantes :

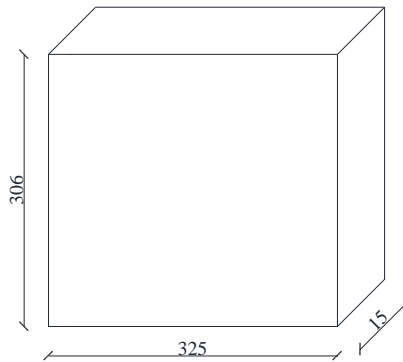


Figure VII.1-7:voile le plus défavorables

• **Calcul des**

Figure VII.1-8:voile le plus défavorables

armatures vérificals :

Les sollicitations

sont données par ETAPS et

sont représentées sur le tableau si dessus :

Type	N _{max} [KN]	M _{corr} [KN.m]	N _{min} [KN]	M _{corr} [KN.m]	M _{max} [KN.m]	N _{corr} [KN]
	1124.713	0.07	742.445	0.075	4.084	37.34

• **Calcul de ferrailage :**

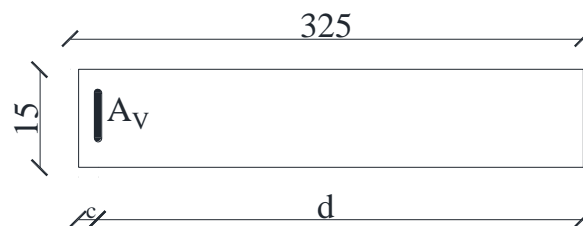


Figure VII.1-9:section de calcul

Cas 1 :

$N_{max} = 1124.713 \text{ KN}$

Figure VII.1-10:section de calcul

(compression)

$M_{corr} = 0.07 \text{ KN.m}$

• **Les caractéristiques géométriques du voile :**

$I = (0.15 \times 3.25^3) / 12 = 0.416 \text{ m}^4$ (I : inertie du voile)

$S = 0.15 \times 3.25 = 0.48 \text{ m}^2$

$V = 3.25 / 2 = 1.6 \text{ m}$

$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V = 2343.42 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V = 2342.88 \text{KN} / \text{m}^2$$

σ_1 et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ S.E.C.

- **Calcul longueur tendue L_t :**

- **Armature minimale :**

$A_{RPA} = 0.20\% \times b \times L_t$ (A_{\min} en zone comprimé).

$$A_{RPA} = 0.002 \times 15 \times 325 = 9.6 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.15\% \times b \times L$ (A_{\min} en zone globale du voile).

$$A_{\min} = 0.0015 \times 15 \times 325 = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{RPA}; A_{\min}) = 9.6 \text{ cm}^2$$

Cas 2 :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{corr}} = 37.34 \text{KN (traction)} \\ M_{\text{max}} = 4.084 \text{ KN.m} \\ \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V = 93.74 \text{KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V = 61.84 \text{KN} / \text{m}^2$$

σ_1 et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ S.E.C.

Cas 3 :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\min} = 742.445 \text{KN} \\ M_{\text{corr}} = 0.075 \text{ KN.m} \\ \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} V = 1547.05 \text{KN} / \text{m}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} V = 1546.47 \text{KN} / \text{m}^2$$

σ_1 et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ S.E.C.

Donc :

$$A = 9.6 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}$$

- **Choix des armatures :**

$$5T10 \rightarrow 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement minimale des barres verticales et horizontales :

-Dans la zone courante :

$$S_t \leq \min(1.5a; 30\text{cm}) \text{ [RPA]}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min (1.5 \times 15; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (22.5; 30\text{cm})$$

$$\Rightarrow S_t \leq 22.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (2a; 33\text{cm}) \text{ [BAEL]}$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min (2 \times 15; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (30; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (S_{tRPA}; S_{tBAEL})$$

$\Rightarrow S_t \leq 22.5 \text{ cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que

$$S_t \leq 22.5 \text{ cm}$$

Donc on adopte un espacement : **$S_t = 20\text{cm}$** .

- **Dans la zone nodale :**

$$S'_t \leq \frac{S_t}{2} \Rightarrow S'_t \leq \frac{20}{2} = 10\text{cm}$$

• **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{e * d} \Rightarrow \bar{V} = 1.4 * V$$

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{t28} = 0.2 * 25 = 5\text{Mpa}$$

Avec :

e : épaisseur du voile

d : hauteur utile = 0.9h

h : hauteur totale de la section brute

On vérifie avec l'effort tranchant maximum Donné par **ETABS**.

$$V = 5.489\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 * 5489}{15 * (0.9 * 320) * 100} = 0.017\text{Mpa} < \bar{\tau}_u = 5\text{Mpa} \dots \dots \dots \text{C.V.}$$

• **Dessin de ferrailage**

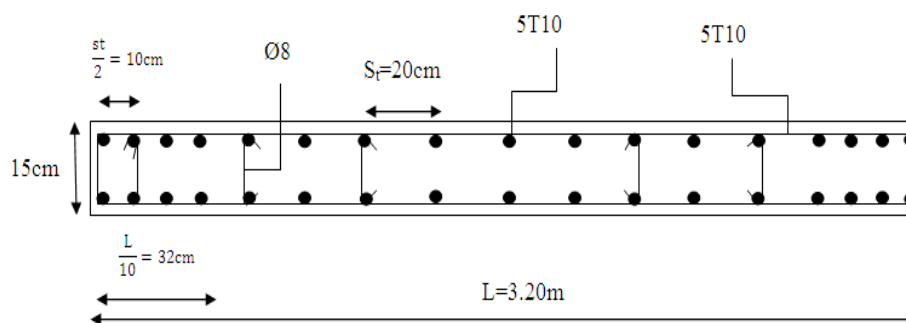


Figure VII.1-11:dispositions du ferrailage longitudinal du voile.

CHAPITRE VIII

ETUDE DES FONDATION

VIII.1 Introduction

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0.00, elle a pour objectif la transmittance des différentes charges venues de la superstructure vers sol, cette transmission peut se faire par un contact direct (semelles posées directement sur le sol → fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux → fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

VIII.1.1 Etude des fondations :

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondation en fonction du rapport D/B et qui sont :

- $\frac{D}{B} \leq 6$: fondation superficielle
 - a. Semelles isolées : placées sous un poteau ;
 - b. Semelles filantes : placées sous un mur ou plusieurs poteaux rapprochées ;
 - c. Radier général
- $6 < \frac{D}{B} < 10$: fondation semi profonde (puits)
- $\frac{D}{B} \geq 10$: fondation profonde (pieu).

VIII.1.2 Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

VIII.1.3 Les combinaisons d'action :

D'après le RPA 99 v2003 de l'article 10.1.4.1 les fondations superficielles sont Dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \quad [\text{RPA99/2003/A. 10.1.4.1}]$$

D'après le DTR de l'article 2.3.3.1

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases} \quad [\text{DTR/A. 2.3.3.1}]$$

VIII.2 Calcul des semelles :

VIII.2.1 Dimensionnement :

Pour le dimensionnement des semelles, il faut que:

- La semelle soit assez rigide pour que la réaction du sol puisse être considérée comme uniforme ;
- La résistance à l'effort tranchant soit assurée: il est nécessaire de prévoir des aciers verticaux ;
- La contrainte sur le sol soit compatible avec la résistance de celui-ci et
- Les tassements n'entraînent pas de désordres dans la superstructure ou soient compatibles avec les conditions d'utilisation.

VIII.2.2 Pré dimensionnement :

- **Semelle centrale :**

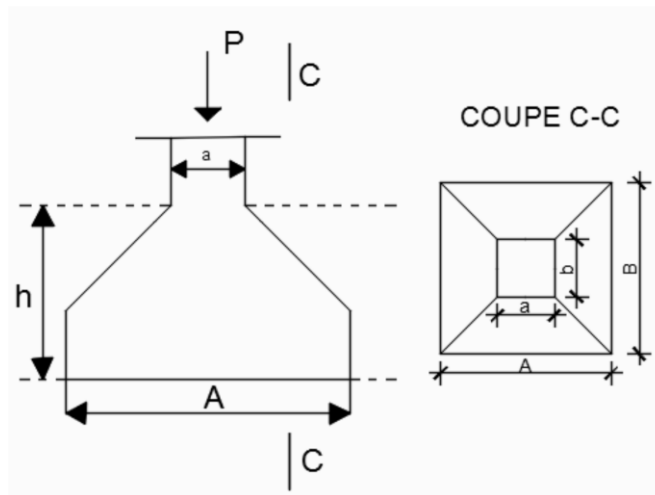


Figure VIII.2-1: Semelle isolée.

Efforts du poteau le plus sollicité donné par le logiciel ROBOT :

$$N_u \text{ 2480KN}$$

$$\overline{\sigma_{sol}} = MPa$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N_u}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma_{sol}}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B$$

$$\text{Avec : } a = 55 \text{ cm ; } b = 55 \text{ cm}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_u}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{55}{55} \times \frac{248000}{2.5}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_u}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{55}{55} \times \frac{248000}{2.5}} = 199.19$$

$$A = \left(\frac{55}{55}\right) \times B \quad A = B$$

$$A = 200 \text{ cm ; } B = 200 \text{ cm}$$

- **Semelle de rive :**

$$N_u = 1173.600 \text{ KN}$$

$$B \geq cm$$

On prend : $B = 255 \text{ cm} \rightarrow A = 255 \text{ cm}$

- **Semelle d'angle :**

$$N_u = 2183.29 \text{ KN}$$

$$B \geq cm$$

On prend : $B = 300 \text{ cm} \rightarrow A = 300 \text{ cm}$

Vu la grandeur des efforts acheminés par la structure au sol, ainsi le type de ce dernier (sol de moyenne résistance $\overline{\sigma}_{sol}$ et aussi notre structure comporte des voiles de contreventement ce qu'implique l'existence des semelles filantes, et après projection des dimensions des semelles isolées, elles se chevauchent suivant les deux directions ; pour cela le choix d'un radier général serait évident.

VIII.3 Etude du radier :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, il est constitué d'une semelle généralisée couvrant tout la surface du sol, et parfois il débord en console

Le radier est justifié :

- Faible portance du sol
- Charge élevée des bâtiments rapprochement des poteaux
- Difficulté de réaliser des pieux

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus sollicité.

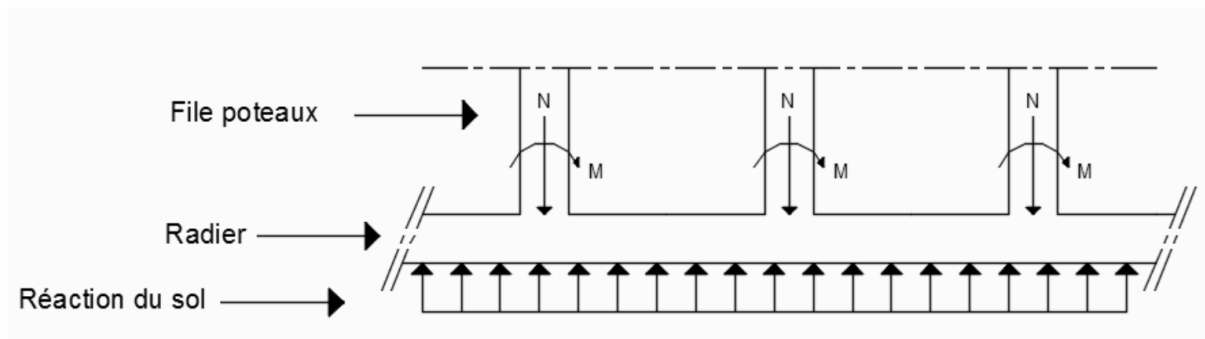


Figure VIII.3-1: Schéma statique du radier général.

VIII.3.1 Prédimensionnement du radier :

Hauteur du radier :

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous- pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- Condition forfaitaire (fléché) ;
- Condition de rigidité ;
- Condition de non cisaillement et
- Condition de non poinçonnement.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable

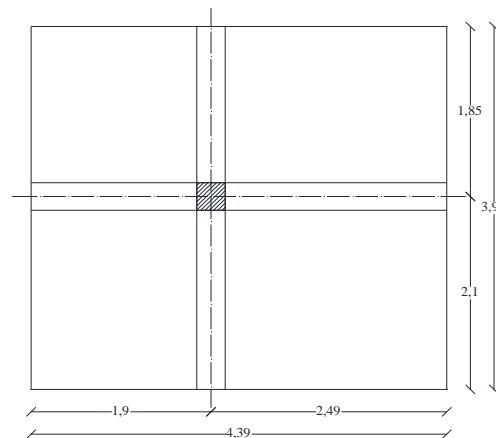


Figure VIII.3-2:panneau le plus défavorable

- **Condition forfaitaire (fléché) :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux

$$L_{max} = 4.39 \text{ m}$$

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \rightarrow \frac{4.39}{8} \leq h \leq \frac{4.39}{5} \rightarrow 0.55 \text{ m} \leq h \leq 0.88 \text{ m}$$

- **Condition de rigidité λ :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \text{ et } \lambda = \sqrt[4]{\frac{K \times b}{4 \times D}} \text{ et } D = E \times I \rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ; Pour un sol de densité moyenne, $K = 40 \text{ MN/m}^3$

E : module de young du béton ($E = 3 \times 10^4 \text{ MPa}$) ;

I : inertie du radier ; $I = \frac{bh^3}{12}$

b : largeur du radier.

Pour notre cas $L = 4.39 \text{ m}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 4.39}{\pi}\right)^4} \rightarrow h \geq 0.63 \text{ m}$$

- **Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{Max}^u}{b \times d} = \frac{T_{max}}{b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_{max} = \max(T_x^{max}; T_y^{max})$$

Avec:

τ_u : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle admissible

T_{max} : Effort tranchant max.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.95}{4.39} = 0.89 \rightarrow \text{le panneau de la dalle travail selon deux sens}$$

$$T_x^u = \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_y^u = \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

- **Calcul \bar{q}_u :**

$$S_r = S_b + S_{\text{débordement}} \rightarrow S_r = 372.39 \text{ m}^2$$

- **Le poids de superstructure :**

$$G = 45667.23 \text{ KN} ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{q}_u = 1.35 \times \frac{G}{S_r} + 1.5 Q = 1.35 \times \frac{45667.23}{372.39} + 1.5 \times 5 \rightarrow \bar{q}_u = 173.05 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 mètre de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1.00 = 173.05 \text{ KN/m}$$

$$T_x^u = \frac{173.05 \times 3.95}{2} \times \frac{4.39^4}{4.39^4 + 3.95^4} = 206.457 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{173.05 \times 4.39}{2} \times \frac{3.95^4}{3.95^4 + 4.39^4} = 150.39 \text{ KN}$$

$$T_{max} = \max(T_x^{max}; T_y^{max}) \rightarrow T_{max} = 206.457 \text{ KN}$$

$$h \geq \frac{T_{max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{206.457}{0.9 \times 100 \times 1.17 \times 100} = 19.6 \text{ cm} \rightarrow h \geq 19.6 \text{ cm}$$

- **Condition de non poinçonnement : [CBA 93/ A.5.2.4.2]**

$$N_u \leq 0.045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R ;

u_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen et

h : Epaisseur totale du radier.

Pour notre structure ;

$$N_{uMax} = (\text{Appliquée par un poteau de section carré } (55 \times 55) \text{ cm}^2)$$

$$u_c = 2 \times (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = (a + h)$$

$$b_1 = (b + h)$$

$$u_c = 2 \times (a_1 + b_1 + 2h)$$

a : section du poteau le plus sollicité

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0.045 \times 2 \times (0.55 + 0.55 + 2h)h \times \frac{25}{1.5}$$

$$N_u \leq 0.045 \times 2 \times (0.55 + 0.55 + 2h)h \times 16.67$$

$$2.88h^2 + 1.79h - N_u \geq 0$$

$$N_u = 2480KN = 2.480MN$$

$$\text{On aura : } h \geq 0.63 \text{ m} \rightarrow h = 63 \text{ cm}$$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment ; on prend la hauteur du radier égale $h = 110 \text{ cm}$

La hauteur des nervures :

$$h_n = \frac{L_{max}}{10} = \frac{439}{10} = 43.9 \text{ cm} \rightarrow \text{on prendra } h_n = 70 \text{ cm}$$

Epaisseur de la dalle :

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{439}{20} = 21.95 \text{ cm} \rightarrow \text{on prendra } h_0 = 40 \text{ cm}$$

VIII.3.2 Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0.3h \leq h_0 \leq 0.4h$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_y - b_0}{2} ; \frac{L_x}{10} \right)$$

$$L_x = 3.95 \text{ cm} ; L_y = 4.39 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{395}{10} = 39.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{439 - 30}{2} = 204,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b_1 \leq 39.5 \text{ cm} \text{ on prendra } b_1 = 35 \text{ cm}$$

$$b = b_0 + 2b_1 = 40 + 2 \times 35 = 110 \text{ cm}$$

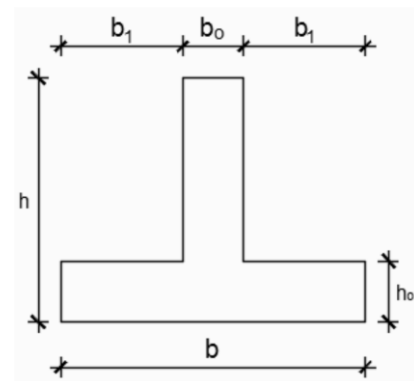


Figure VIII.3-3: dimension de la poutre

Tableau VIII.3-1 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements

Type des poutres	H (cm)	h_0 (cm)	b_0 (cm)	b_1 (cm)	b (cm)
Poutre principale	110	40	40	35	110
Poutre secondaire	110	40	40	35	110

VIII.3.3 Détermination des sollicitations :

- **Caractéristiques du radier :**

$$H = 110 \text{ cm}, h_0 = 40 \text{ cm } h_n = 70 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier } S_r = 372.39 \text{ m}^2$$

Inerties du radier :

$$I_{xx} = 23183.75 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 14520.85 \text{ m}^4$$

Abscisses du centre de gravité du radier

$$V_x = 10.18 \text{ m}$$

$$V_y = 11.25 \text{ m}$$

- **Calcul du poids propre du radier P_r :**

$$\text{Poids du radier sans poutres } P_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b$$

Avec :

h_0 : Épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton.

$$\text{Poids des poutres principales : } P_P = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$$

$$\text{Poids des poutres secondaires : } P_S = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$$

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales ;

L' : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires.

$$P_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b = 372.39 \times 0.40 \times 25 = 3723.90 \text{ KN}$$

$$P_P = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 77.8(1.1 - 0.4) \times 0.4 \times 25 = 544.6 \text{ KN}$$

$$P_S = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 86.75(1.1 - 0.4) \times 0.4 \times 25 = 607.25 \text{ KN}$$

$$P_r = P_1 + P_P + P_S$$

$$P_r = 4875.75 \text{ KN}$$

- **Surcharges d'exploitation Q_r :**

$$Q_r = 5 \times S_r$$

$$Q_r = 5 \times 372.39 = 1861.95 \text{ KN}$$

- **Combinaisons d'actions :**

- **Situation durable et transitoire (Etat limite ultime (E.L.U)) :**

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 \text{ avec}$$

$$N_u^1 = 1.35G + 1.5Q; N_u^2 = 1.35P_r + 1.5Q_r$$

Avec :

N_u^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par Le logiciel ROBOT sous la combinaison fondamentale (E.L.U)

$$N_u^1 = 61658.26 \text{ KN}$$

$$N_u^2 = 1.35P_r + 1.5Q_r = 1.35(4875.75) + 1.5(4875.75) = 13895.88 \text{ KN}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 = 61658.26 + 13895.88 = 75554.14 \text{ KN}$$

$$M_x = 56.41 \text{ KN.m et } M_y = 24.11 \text{ KN.m}$$

Avec :

M_x et M_y Résultantes de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la Direction considérée

$$M_{X/G} = \sum M_x + F_x \times (X_i - X_G)$$

$$M_{Y/G} = \sum M_y + F_y \times (Y_i - Y_G)$$

VIII.4 Ferrailage du radier :

VIII.4.1 Ferrailage de la dalle :

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

La fissuration est considérée comme préjudiciable

- **Détermination des efforts :**

Pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \times 1m$$

Le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 3.95 \text{ m}$$

$$L_y = 4.39 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.95}{4.39} = 0.89 \rightarrow$$

le panneau de la dalle travail selon deux sens

- Calcul des sollicitations à l'ELU :

$$M_x = \mu_x \times Q_{ult} \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } L_x ;$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow \text{Suivant la direction } L_y$$

$$q = \sigma_m \times 1m = 172.3 \times 1m = 172.3 \text{ KN/m}$$

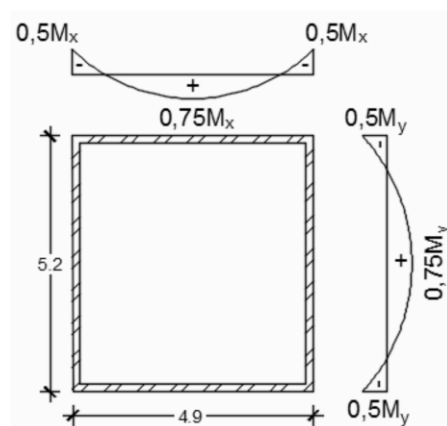


Figure VIII.4-1: Schéma du panneau de la dalle.

$$\rho = 0.89 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.046 \\ \mu_y = 0.782 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.046 \times 172.3 \times 3.95^2 = 123.662 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.782 \times 123.662 = 96.704 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des sollicitations à ELS :**

$$q = \sigma_m \times 1m = 120 \times 1m = 120 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0.89 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.046 \\ \mu_y = 0.782 \end{cases} \begin{cases} M_x = 0.046 \times 120 \times 3.95^2 = 86.126 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.782 \times 86.126 = 67.350 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments réels :**

$$\text{En travée : } M_{travée} = 0.85M_x$$

$$\text{En appui : } M_{appui} = -0.3M_x$$

Tableau VIII.4-1: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées

		M_u [KN.]	M_{ser} [KN.m]
Sens XX	Travée	105.113	73.207
	Appuis	-37.099	-25.839
Sens yy	Travée	82.199	57.248
	Appuis	-29.011	-20.205

- **Calcul des armatures :**

- **Enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\rightarrow a = 4 \text{ cm}$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. (B.A.E.L 91).

$$\varnothing \max \leq \frac{h_0}{10} \text{ avec } h_0 = 40 \text{ cm} \rightarrow \varnothing \max \leq 40 \text{ mm} \rightarrow \varnothing \max = 20 \text{ mm}$$

- Calcul de l'enrobage :

$$\begin{cases} c_x = a + \frac{\varnothing}{2} \\ c_y = a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} c_x = 4 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \\ c_y = 4 + 2 + \frac{2}{2} = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - c_x = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - c_y = 40 - 7 = 33 \text{ cm}$$

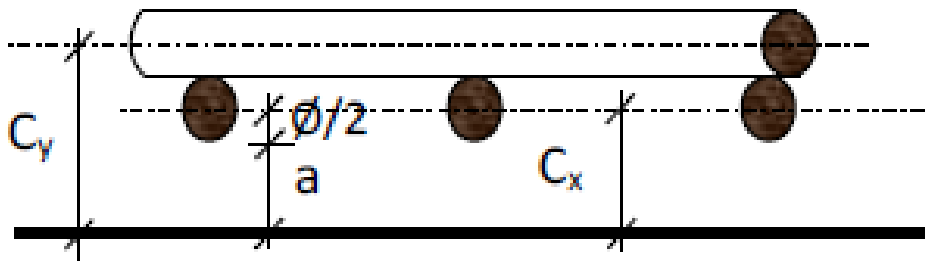
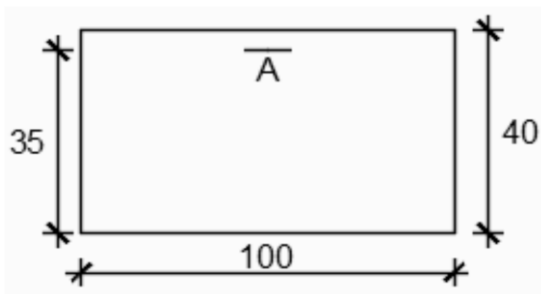


Figure VIII.4-2:Enrobage.

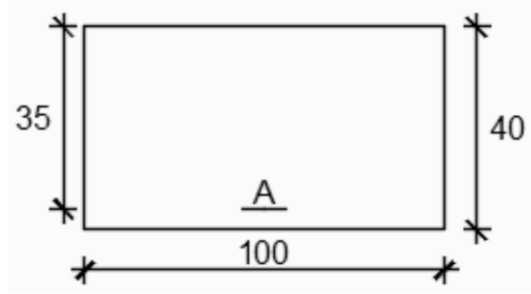
- Section de Calcul

Sens X-X :

En travée

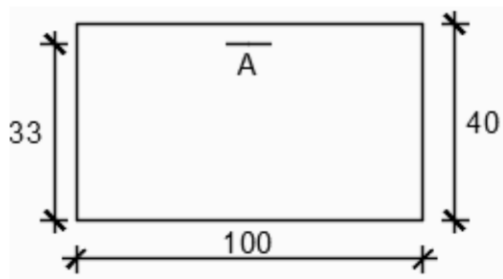


En appuis



Sens Y-Y :

En travée



En appuis

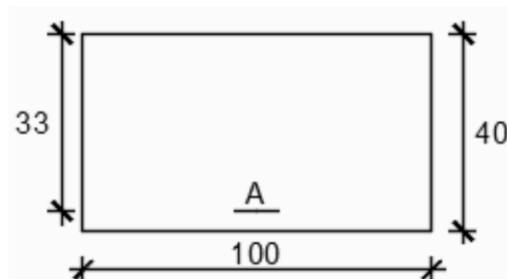


Figure VIII.4-3:Section de calcul dans le sens yy.

VIII.4.2 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

- Sens X-X :

En travées :

Selon Lx :

$$M_{Tx}^u = 105.113 \text{KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu_x = \frac{M_{Tx}^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{105113}{14.2 \times 35^2 \times 100} = 0.060 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

$$\diamond \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.077$$

$$\diamond \beta = 1 - 0,4\alpha = 0.969$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{105113}{0.969 \times 35 \times 348} = 8.90 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400: } A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 3.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{minRPA} = 0.1\% \times b \times h = 0.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{minRPA}) \rightarrow A = 8.90 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix des armatures :

$$6HA 14 \rightarrow 9.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$HA 14 \rightarrow e = 16.5 \text{ cm}$$

Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{Tx}^{ser} = 73.207 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9.24}{100} = 1.386 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 35 \times 1.386 = 97.02 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.386 + \sqrt{(1.386)^2 + 97.02} = 8.56 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 \cdot A (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 8.56^2}{3} + 15 \times 9.24 (35 - 8.56)^2 = 99334.0543 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_t^s}{I} = \frac{73207}{99334.0543} = 0.74$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0.74 \times 8.56 = 6,33 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0.74 \times (35 - 8.56) = 293.484 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_s > \bar{\sigma}_s \rightarrow$ le ferrailage doit être recalculé à l'E. L. S

- **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{Tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{73207}{201.63 \times 100 \times 35^2} = 0.003$$

$$\mu_1 \rightarrow 0.003 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.907 \\ K_1 = 38.67 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{K_1} = \frac{201.63}{38.67} = 5.20 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{Tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{73207}{201.63 \times 0.907 \times 35} = 11.44 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6 \text{ HA } 16 \rightarrow 12.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{HA } 14 \rightarrow e = 16.5 \text{ cm}$$

- **Sens Y-Y :**

En travées :

$$M_{Ty}^u = 82.199 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu_x = \frac{M_{Ty}^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{82199}{14.2 \times 33^2 \times 100} = 0.053 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \nexists \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

$$\diamond \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.068$$

$$\diamond \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.973$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{82199}{0.973 \times 33 \times 348} = 7.35 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$\text{Acier FeE400: } A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 3.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{minRPA} = 0.1\% \times b \times h = 0.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{minRPA}) \rightarrow A = 7.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Choix des armatures :

$$4HA 14 \rightarrow 8.04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$HA 14 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{Ty}^{\text{ser}} = 57.248 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 8.04}{100} = 1.21 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 33 \times 1.21 = 79.86 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.21 + \sqrt{(1.21)^2 + 79.86} = 7.81 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15.A(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 7.81^2}{3} + 15 \times 8.04(33 - 7.81)^2 = 155590994 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_t^s}{I} = \frac{57248}{15559099} = 0.004$$

$$\sigma_b = K.y_1 = 0.004 \times 7.81 = 0.033 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0.004 \times (33 - 7.81) = 115.786 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{le ferrailage est satisfait à l'E. L. S}$$

En appuis :

$$M_{ax}^u = - - 37.099 \quad 1739500$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu_x = \frac{M_{ax}^u}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{37099}{14.2 \times 35^2 \times 100} = 0.021 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$A' \neq \text{ et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

$$\diamond \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.027$$

$$\diamond \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.989 \quad 12046.02$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{37099}{0.989 \times 35 \times 348} = 3.08 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

Acier FeE400: $A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 3.2 \text{ cm}^2/\text{m}$

Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$A_{minRPA} = 0.1\% \times b \times h = 0.4 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{minRPA}) \rightarrow A = 3.2 \text{ cm}^2/\text{m}$

Choix des armatures :

4HA 10 $\rightarrow 3.14 \text{ cm}^2/\text{m}$

HA 10 $\rightarrow e = 25 \text{ cm}$

Etat limite de service (E. L.S.) :

$M_{ax}^{ser} = -25.839 \text{ KN.m}$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3.14}{100} = 0.47 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 35 \times 0.47 = 32.9 \text{ cm}$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.47 + \sqrt{(0.47)^2 + 32.9} = 2.22 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15.A(d - y_1)^2 = 50610.2676$$

$$I = \frac{100 \times 2.22^2}{3} + 15 \times 3.14(35 - 2.22)^2 = 50774.5476 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_t^s}{I} = \frac{25839}{50774.5476} = 0.51$$

$$\sigma_b = K.y_1 = 0.51 \times 2.22 = 1.132 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 15 \times 0.51 \times (35 - 2.22) = 250.767 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$\sigma_s > \bar{\sigma}_s \rightarrow$ le ferrailage doit être recalculé à l'E. L. S 24699675

• **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_{Tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{25839}{201.63 \times 100 \times 35^2} = 0.001$$

$$\mu_1 \rightarrow 0.003 \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.906 \\ K_1 = 38.19 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{K_1} = \frac{201.63}{38.19} = 5.28 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad 6393.6873$$

$$A_s = \frac{M_{Tx}^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{25839}{201.63 \times 0.906 \times 35} = 4.04 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4 \text{ HA } 12 \rightarrow 4.52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{HA } 12 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Remarque :

Pour des raisons pratiques, on utilise pour le ferrailage du débordement le prolongement des armatures en appui et travée du radier.

Vérification de l'effort tranchant :

$$T_{U \text{ Max}} = q_u \times L = 172.3 \times 0.5 = 86.15 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{t_u \text{ max}}{b \times d} = \frac{8615}{1000 \times 350} = 0.025 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.025 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Dessin de ferrailage**

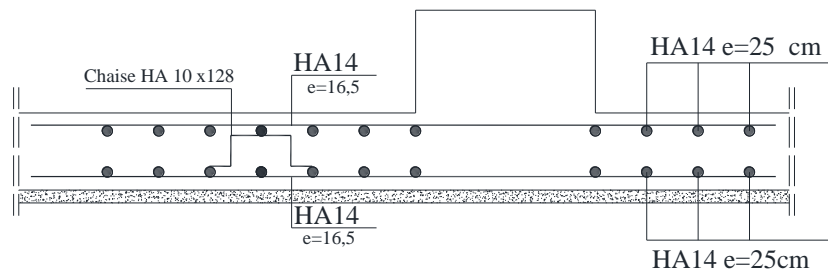


Figure VIII.4-4:ferrailage de la dalle de radier.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

Tout au long de notre projet de fin d'étude, on a pu apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concert : de la lecture des plans d'architectures

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail sont résumées dans les points suivants :

- Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances acquises le long de notre cursus surtout sur la méthode de calcul qui varie selon la variation des éléments comme plancher à corps creux et plancher à dalle pleine en tenant compte des règles et des normes
- La forme irrégulière et l'aspect architectural sont des facteurs négatifs, qui peuvent rendre complexe le travail de l'ingénieur
- Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix des sections du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par les règlements en vigueur

En dernier, on peut dire que ce travail nous a permis de bien mettre en pratique nos connaissances acquises durant notre formation de licence en génie civil ainsi que leur élargissement, chose qui nous aidera plus tard dans la vie professionnelle

Espérons aussi que ce Modest travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions.

Bibliographie

- Règle parasismiques algériennes (RPA99 /version2003).
- Document technique réglementaire D.T.R, charges et surcharges permanentes et d'exploitations, édition CGS, octobre 1988.
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites ultimes (BEAL 91) édition Eyrolles, Troisième édition 2000 et le révisées 99.
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (code de béton armé CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
 - Règles pour le calcul des fondations superficielles unifié (DTU 13.12).
 - Autres documents consultés
 - Cahier de cours de cursus.
 - Mémoires de fin d'étude.