



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم
Université Abdelhamid ben Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M /GCA/2020

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**ETUDE D'UNE TOUR (RDC+12 ETAGES+2 S-
SOLS) SIS A ORAN CONTREVENTEE PAR UN
SYSTEME MISTE (VOILES-PORTIQUES)**

Présenté par :

1. M. BELBEY Tounsi Hamada
2. M. BENMEHIDI Mohamed

Soutenu le 24/ 08/ 2020 devant le jury composé de :

Président : M^m. LAREDJ Nadia

Examineur : M. MALIKI Mustapha

Encadreur : M. BESSAI Touhami

Année Universitaire : 2019 / 2020

REMERCIEMENT

Avant tout nous remercions Dieu tout puissant de nous avoir donné le privilège et la chance d'étudier, puis la force, le courage, et la patience afin d'achever ce mémoire.

C'est avec une profonde reconnaissance que nous remercions notre encadreur M. BESSAI Touhami d'avoir accepté de nous diriger par ses connaissances, ses orientations et ses précieux conseils qui nous ont permis de réaliser ce mémoire de fin d'étude, ainsi que pour le temps qu'il nous a consacré pour évaluer ce travail.

Nous remercions les membres du jury, d'avoir lu et examiner le présent travail.

Dédicace

Je dédie ce mémoire de fin d'étude

À mes chers parents qui n'ont jamais cessé de m'encouragé, me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs durant ces années d'études.

À ma grande sœur Imane et ma petite sœur Anfel Hafsa et mon petit frère Mohammed El Hadi, pour leurs soutiens.

À ma chère grand-mère que Dieu la garde et la protège.

À mes proches, pour leurs précieux conseils

À mon meilleur ami M. BELMHIDI Mohamed qui est mon binôme, pour ces fabuleux moments qu'on a passé ensemble, de m'avoir encouragé, aidé et soutenu moralement durant tout notre cursus universitaire.

Par la même occasion, je tiens à le dédier à tous mes amis pour les merveilleuses années qu'on a passé ensemble, leurs encouragements, soutiens, et surtout leurs amitiés et sympathies.

BELBEY Tounsi Hamada

Dédicace

Je dédie ce mémoire de fin d'étude

À mes chers parents qui n'ont jamais cessé de m'encouragé, me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs durant ces années d'études.

A ma grande sœur Samira et mon petit frère Mohamed Saïd, pour leurs soutiens

A ma chère tante et mon cher oncle que Dieu les protège.

A mes défunts grands parents, que Dieu les accueille dans son grand paradis.

À mon meilleur ami M. BELBEY Tounsi Hamada qui est mon binôme, pour ces fabuleux moments qu'on a passé ensemble et pour le soutien que tu m'as apporté depuis tant d'années.

Par la même occasion, je tiens à le dédier à tous mes amis pour les merveilleuses années qu'on a passé ensemble, leurs encouragements, soutiens, et surtout leurs amitiés.

BENMEHIDI Mohamed

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment en forme «L» irrégulière à usage multiple constitué d'un 2 sous-sols, un rez de chaussée + 12 étages, qui sera implanté dans la wilaya de ORAN, classée en zone IIa.

Dans le présent travail, nous avons abordé le pré dimensionnement des différents éléments, l'étude des planchers et éléments secondaires, l'étude dynamique réalisée par ROBOT BAT 17 et le ferrailage des différents éléments de la structure. Ceci en tenant compte des recommandations du BAEL91 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

ملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة شكل ذات شكل «L» غير منتظم مكونة من طابقين تحت أرضي و طابق أرضي واثنان عشر طابقا علويا, يتم إنجازها بولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa .

في العمل التالي, تناولنا الأبعاد الأولية للعناصر, دراسة البلاطات والأجزاء الثانوية من البناية, الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة ROBOT BAT وتسليح مختلف العناصر المكونة للبناية. هذا مع الأخذ بعين الاعتبار كل توصيات BAEL91 و القوانين الجزائرية المقاومة للزلازل RPA 99/2003

Summary

This project presents a detailed study of an irregular shaped two multipurpose building consisting of a basement, a ground floor + 12 floors, which will be located in the wilaya of ORAN, classified zone IIa.

In the present work, we have dealt with the presizing of the various elements, the study of the floors and the secondary elements, the dynamic assessment carried out by ROBOT BAT as well as the reinforcement of the various elements of the structure, taking into account the recommendations of BAEL91 and the Algerian seismic regulations RPA 99/2003.

Sommaire

Introduction générale	01
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.	
1. Introduction.....	03
2. Présentation de l'ouvrage	04
2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment	04
2.1.1. Dimension en plan.....	04
2.1.2. Dimension en élévation	06
2.2. Conception de la structure	07
3. Caractéristiques mécaniques des matériaux	08
3.1. Béton	08
3.2. Acier	09
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux	
1. Pré dimensionnement des poutres	12
2. Pré dimensionnement des planchers	13
2.1. Planchers dalle pleine	13
2.2. Planchers à corps creux	14
3. Descente des charges	15
3.1. Charges permanentes G	15
3.2. Charges d'exploitation Q.....	18
4. Pré dimensionnement des poteaux	18
4.1. Etapes de pré dimensionnement	18
4.2. Tableau de la loi dégression	23
4.3. Exemple de calcul	23
Chapitre III : Etudes des planchers	
1. Introduction	29
2. Planchers corps creux	29
2.1. Pré dimensionnement des poutrelles	29
2.2. Ferrailage de la dalle de compression	31
2.2.1. Calcul des armatures perpendiculaires aux nervures	31
2.2.2. Calcul des armatures parallèles aux nervures	31
2.3. Etudes des poutrelles	32
2.3.1. Caractéristiques des planchers	33
2.3.2. Combinaison d'action	33
2.3.3. Détermination des sollicitations	34
2.3.4. Calcul des armatures longitudinales	43
2.3.5. Calcul des armatures transversales	45
2.3.6. Vérification de la flèche	47

3.	Dalle pleine	51
3.1.	Méthode de calcul	51
3.2.	Calcul des moments fléchissant	53
3.3.	Calcul ferrailage de la dalle	58
3.4.	Vérification des contraintes de cisaillement	63
3.5.	Vérification si le calcul de la flèche nécessaire	63
3.6.	Schéma de ferrailage	64

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux.

1.	Etude d'escalier	67
1.1.	Type d'escalier	67
1.2.	Pré dimensionnement de l'escalier	67
1.3.	Descente des charges	69
1.4.	Combinaison fondamentales	70
1.5.	Etude de l'élément 1 (paillasse + palier).....	70
1.5.1.	Calcul des sollicitations	70
1.5.2.	Calcul de ferrailage	74
1.6.	Etude de console palière	78
1.6.1.	Pré dimensionnement de la console palière	78
1.6.2.	Calcul des sollicitations	79
1.6.3.	Schéma de ferrailage	84
2.	L'acrotère	84
.....		
2.1.	Calcul de ferrailage	84
2.1.1.	Détermination des sollicitations	86
2.1.2.	Détermination des armatures	86
2.2.	Vérification des contraintes de cisaillements	90
2.3.	Dessin de ferrailage	91
3.	Balcon	91
3.1.	Descente des charges du balcon	92
3.2.	Calcul du ferrailage	94
3.3.	Vérification de la flèche	96
3.4.	Le contre poids	96
3.5.	Dessin de ferrailage	97

Chapitre V : Etude sismiques.

1.	Introduction	99
2.	Méthode de calcul des forces sismiques	99
2.1.	Méthode statiques équivalentes	101
2.2.	Méthode dynamique spectrale	101
3.	Etapes de modélisation	101
4.	Calcul la force sismique par la méthode statique équivalente	102
5.	Calcul de la force sismique par l'analyse dynamique modale spectrale	105

Chapitre 6 : Etude des portiques.

1.	Introduction	114
----	--------------------	-----

1.1.	Les poutres	144
1.1.1.	Combinaison d'actions	114
1.1.2.	Ferraillage des poutres	115
1.1.3.	Dessin de ferraillage	123
1.2.	Les poteaux	124
1.2.1.	Dessin de ferraillage	141

Chapitre IIIV : Etude des voiles.

1.	Introduction	145
2.	Ferraillage des voiles de contreventement.....	145
2.1.	Les armatures verticales	145
2.2.	Les armatures horizontales	151
3.	Calcul des armatures transversales	152
4.	Etudes des voiles périphériques	159
5.	Dessin de ferraillage.....	

Chapitre IIIIV : Etude de l'infrastructure.

1.	Introduction	161
2.	Calcul de la semelle isolée	162
2.1.	Pré dimensionnement	162
3.	Calcul d'un radier nervuré	162
3.1.	Pré dimensionnement	163
3.1.1.	Dalle	163
3.1.2.	Nervuré	164
3.2.	Pré dimensionnement des poutres	166
3.3.	Détermination des sollicitations	167
4.	Ferraillage du radier	171
4.1.	Ferraillage de la dalle	171
4.2.	Dessin de ferraillage	180
4.3.	Ferraillage de débordement	180
5.	Ferraillage des nervures	182
5.1.	Dessin de ferraillage	190
Concluions générale		193

Liste des figures :

Chapitre I :

Fig.I.1 : Dimension en plan du bâtiment.

Fig.I.2 : Plan du 1^{er} sous-sol.

Fig.I.3 : Plan du 2^{ème} sous-sol.

Fig.I.4 : Plan des étages.

Chapitre II :

Fig.II.1 : section transversale d'une poutre.

Fig.II.2 : Dimensions d'un panneau de dalle.

Fig.II.3 : Plancher à corps creux.

Fig.II.4 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible en ceps creux.

Fig.II.5 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant.

Fig.II.6 : Coupe transversale d'un plancher à dalle pleine.

Fig.II.7 : Schéma du mur extérieur.

Fig.II.8 : Schéma du mur intérieur.

Fig.II.9 : Section réduite du béton.

Fig.II.10 : Schéma de la loi de dégression des charges.

Fig.II.11 : Section transversale du poteau.

Fig.II.12 : Surface afférente du poteau le plus sollicité.

Chapitre III :

Fig.III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Fig.III.2 : Schéma des poutrelles.**Fig.III.3** : Section de calcul.

Fig.III.4 : Schéma statique de la poutrelle.

Fig.III.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS du 4^{ème} type de poutrelle

Fig.III.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS du 4^{ème} type de poutrelle.

Fig.III.7 : Schéma statique de la poutrelle.

Fig.III.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 1^{er} type de poutrelle.

Fig.III.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 1^{er} type de poutrelle.

Fig.III.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1^{er} type de poutrelle.

Fig.III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Fig.III.12 : Principe de calcul.

Fig.III.13 : Enrobage.

Fig.III.14 : schéma représentatif des différents types de panneaux avec diagramme des moments fléchissant.

Fig.III.15 : Dessin de ferrailage de la dalle pleine.

Chapitre VI :

Fig.IV.1 : vue en plan de l'escalier.

Fig.IV.2 : Schéma statique du type d'escalier.

Fig.IV.3 : Schéma statique de la section 1-1

Fig.IV.4 : Schéma statique de la section 2-2.

Fig.IV.5 : Diagramme des moments en appuis et travées.

Fig.IV.6 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.

Fig.IV.7 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

Fig.IV.8 : Section de calcul.

Fig.IV.9 : Section de calcul.

Fig.IV.10 : Schéma ferrailage d'escalier.

Fig.IV.11 : Schémas statique de la console palière.

Fig.IV.12 : Diagramme de M et T à l'ELU.

Fig.IV.13 : Ferrailage de la console palière.

Fig.IV.14 : Dimensions de l'acrotère et schéma statique.

Fig.IV.15 : Section de calcul

Fig.IV.16 : Position de point d'application de l'effort normal N_u .

Fig.IV.17 : Position de centre de pression.

Fig.IV.18 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Fig.IV.19 : Coupe transversale d'un balcon à dalle pleine étage courant.

Figure IV.20 : Disposition des armatures de la nappe supérieure

Figure IV.21 : Schéma statique du balcon.

Figure IV.23 : Schéma du balcon avec un contre poids.

Figure IV.24 : Ferrailage du balcon.

Chapitre V :

Figure V.1: Spectre de réponse en format Sa-T

Figure.V.2: Model 3D du bâtiment.

Chapitre VI :

Fig.VI.1 : Dessin de ferrailage.

Fig.VI.4 : La zone nodale du poteau.

Fig.VI.5 : Espacement entre les armatures Longitudinales d'un poteau.

Fig.VI.6: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.

Fig.VI.9 : Zone nodale du poteau.

Fig.VI.10 : Dessin de ferrailage des poutres.

Chapitre VII :

Fig.VII.1 : Les sollicitations de calcul d'un voile.

Fig.VII.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

Fig.VII.3 : Voile le plus défavorable.

Fig.VII.4: Section de calcul

Fig.VII.5: Section de calcul

Fig.VII.6 : Contrainte du voile

Fig.VII.7: Panneau de dalle appuie sur 4 coté

Fig.VII.8: Section de calcul en travée (x-x)

Fig.VII.9: Section de calcul en travée (y-y)

Chapitre VIII :

Fig.VIII.1 : Semelle isolée.

Fig.VIII.2: Schéma du radier nervuré

Fig.VIII.3 : Dimensions du radier.

Fig.VIII.4: dimensions de la poutre.

Fig.VIII.5: Distribution des contraintes sous le radier.

Figure VIII.6 : Encrage de la structure.

Fig.VIII.7 : Enrobage de la dalle du radier.

Fig.VIII.8 : Section de calcul en travée x-x.

Figure VIII.9 : Section de calcul en appuis x-x.

Figure VIII.10 : Section de calcul en travée y-y.

Fig.VIII.11 : Section de calcul en appuis y-y.

Fig.VIII.12 : Ferrailage de la dalle.

Fig.VIII.13: Schéma statique du débordement.

Fig.VIII.14 : Section de calcul du débord.

Liste des tableaux :

Chapitre I :	
Tableau.I.1 : Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.	9
Chapitre II :	
Tbaleau.II.1 : Dimension des sections des poutres.	12
Tableau.II.2 : Types des travées de la dalle pleine.	13
Tableau.II.3 : Dimension des dalles pleines.	14
Tableau.II.5 : Distribution et dégression des charges.	23
Chapitre III :	
Tableau.III.1 : les schémas statiques des poutrelles	33
Tableau.III.2 : tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.	34
Tableau.III.3 : Tableau de combinaison d'actions.	34
Tableau III.4 : Tableau des moments fléchissant en appuis du 1 ^{er} type de poutrelle.	40
Tableau III.5: Tableau d'abscisse du moment en travée.	40
Tableau III.6 : Tableau des moments fléchissant en travée du 1 ^{er} type de poutrelle	40
Tableau III.7 : Tableau des efforts tranchants à l'ELU.	41
Tableau.III.8 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux de chaque type de poutrelle.	42
Tableau.III.9 : Tableau de vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis.	46
Tableau.III.10 : Tableau de vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.	46
Tableau.III.11 : Tableau de vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.	47
Tableau.III.12 : Tableau de la section des armatures transversales.	47
Tableau.III.13 : Tableau de l'espacement des armatures transversales.	47
Tableau.III.14 : Tableau de vérification de la flèche.	48
Tableau.III.15 : Tableau de calcul des charges.	48

Tableau.III.16 : Tableau de calcul des moments fléchissant.	49
Tableau.III.17 : Tableau de calcul du moment d'inertie.	49
Tableau.III.18 : Tableau de calcul des contraintes d'acier.	49
Tableau.III.19 : Tableau de calcul de μ_g, μ_p et μ_j .	49
Tableau.III.20 : Tableau de calcul des moments fictifs.	50
Tableau.III.21 : Tableau de calcul des flèches partielles.	50
Tableau.III.22 : Tableau de calcul de la flèche totale et admissible.	50
Tableau.III.23 : Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine.	52
Tableau.III.24 : Tableau des combinaisons fondamentales du plancher bas RDC	52
Tableau.III.25 : Tableau des moments fléchissant des panneaux de forme irrégulière.	58
Chapitre IV :	
Tableau.IV.1 : Tableau des combinaisons fondamentales.	70
Tableau.IV.2 : Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS.	71
Tableau.IV.3 : Tableau des moments fléchissant et des efforts tranchants de la section 1-1.	72
Tableau.IV.4 : Tableau des moments fléchissant et des efforts tranchants de la section 2-2.	72
Tableau.IV.5 : Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appui.	73
Tableau.IV.6 : Dimension de la section de la poutre palière.	78
Tableau.IV.7 : Tableau de vérification des conditions du RPA99, V2003.	78
Tableau IV.8 : Tableau récapitulatif de chargement	79
Tableau IV.9 : Tableau récapitulatif des sollicitations.	79
Tableau.IV.10 : Tableau de l'espacement des armatures transversales.	83
Chapitre V :	
Tableau.V.1 : Valeurs des pénalités P_q	104
Tableau V.2 :Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente :	105

Tableau.V.3 : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.	106
Tableau.V.4 : Résultat de l'analyse modale.	108
Tableau.V.5 : Vérification de la période	109
Tableau.V.6 : vérification de l'effort normal réduit.	109
Tableau.V.7 : Valeurs des déplacements inter-étages.	110
Chapitre VI :	
Tableau.VI.1 : Tableau des différents coefficients utilisés pour le ferrailage des poutres.	114
Tableau.VI.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres.	116
Tableau.VI.3 : Tableau d'application des conditions imposées par le RPA99, V2003 et le BAEL9.	116
Tableau.VI.4 : Tableau de vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.	120
Tableau.VI.5 : Tableau de vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.	120
Tableau.VI.6 : Tableau de vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.	121
Tableau.VI.7 : Tableau de la section des armatures transversales.	121
Tableau.IV.8 : Tableau de l'espacement des armatures transversales.	122
Tableau.IV.9 : Tableau de l'espacement des armatures transversales selon le RPA99, V2003.	122
Tableau.IV.10 : Tableau de vérification des armatures transversales.	122
Tableau.VI.11 : Tableau récapitulatif de ferrailages.	123
Tableau.VI.13 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poteaux en situation accidentelle.	129
Tableau.VI.14 : Tableau d'application des conditions imposées.	129
Tableau.VI.15 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (70× 70) cm ² .	130
Tableau.VI.16 : Tableau de vérification de la position du point d'application de l'effort normal N.	130
Tableau.VI.17 : Tableau de calcul des armatures du poteau (70× 70) cm ² à l'ELU.	130

Tableau.VI.18 : Tableau de vérification de l'existence de la compression excentrée.	131
Tableau.VI.19 : Tableau de calcul de l'excentricité additionnelle.	131
Tableau.VI.20 : Tableau de calcul du coefficient α .	131
Tableau.VI.21 : Tableau des sollicitations majorées.	131
Tableau.VI.22 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N'_1 .	132
Tableau.VI.23 : Tableau de vérification si la section est partiellement comprimée.	132
Tableau.VI.24 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (70× 70) cm ² .	133
Tableau.VI.25 : Tableau de vérification de la position du point d'application de l'effort normale N.	133
Tableau.VI.26 : Tableau des sollicitations majorées.	133
Tableau.VI.27 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N'_1 .	133
Tableau.VI.28 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N'_1 .	134
Tableau.VI.29 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (70× 70) cm ² .	134
Tableau.VI.30 : Tableau de vérification de la position du point d'application de l'effort normale N.	135
Tableau.VI.31 : Tableau des sollicitations majorées.	135
Tableau.VI.32 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N'_1 .	135
Tableau.VI.33 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (70× 70) cm ² .	136
Tableau.VI.34 : Tableau de vérification de la position du point d'application de l'effort normale N.	136
Tableau.VI.35 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N'_1 .	137
Tableau.VI.36 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (70× 70) cm ² .	137
Tableau.VI.37 : Tableau de vérification de la position du point d'application de l'effort normale N.	138
Tableau.VI.38 : Tableau de détermination de la longueur de recouvrement.	138
Tableau.VI.39 : Tableau de la vérification si A_t sont \perp à la ligne moyenne.	139

Tableau.VI.40 : Tableau du diamètre des armatures transversales du poteau.	139
Tableau.VI.41 : Tableau de l'espacement des armatures transversales du poteau(70× 70) cm ² .	139
Tableau.VI.42 : Tableau des armatures transversales minimales du poteau(70× 70) cm ² .	140
Tableau.VI.43 : Tableau de la détermination de la zone nodale du poteau.	140
Tableau.VI.44 : Tableau récapitulatif des armatures selon le BAEL et le RPA/V2003.	141
Tableau.VI.45 : Tableau récapitulatif de toutes les armatures.	141
Chapitre VII :	
Tableau.VIII.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations.	155
Chapitre VIII :	
Tableau.VIII.1 : Tableau de pré-dimensionnement de la semelle isolée.	162
Tableau.VIII.2 : Tableau des combinaisons de calcul du radier nervuré.	163
Tableau.VIII.3 : Tableau d'application de la condition forfaitaire pour le radier nervuré.	163
Tableau.VIII.4 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres.	166
Tableau.VIII.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU.	168
Tableau.VIII.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'état accidentel.	168
Tableau.VIII.7 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS.	168
Tableau.VIII.8 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [kN.m].	172
Tableau.VIII.9 : Tableau récapitulatif des sollicitations en appuis et travées en [kN.m].	172
Tableau.VIII.10 : Tableau récapitulatif de différentes charges en [kN].	182
Tableau.VIII.11 : tableau récapitulatif des sollicitations.	183
Tableau.VIII.12 : tableau récapitulatif des sections des armatures.	189

Introduction générale

Au fil des années, l'Algérie s'est trouvée face à une explosion démographique ce qui a mené le gouvernement à lancer de grands projets d'habitat. La construction des bâtiments a connu un développement rapide, en adoptant de nouvelles techniques de constructions pour améliorer le comportement des structures de bâtiments. La croissance et la concentration démographique a fait que la construction verticale soit privilégiée pour des surfaces en plan réduites.

L'Algérie comme d'autres pays méditerranéens est exposée à une activité sismique importante. Cette dernière peut causer des dégâts importants surtout dans le cas d'une construction d'une grande hauteur. Pour cela, dans cette étude, il faut suivre les normes et appliquer les règles parasismiques pour assurer la stabilité et la durabilité du bâtiment.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Dans le cadre de cette étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage multiple comportant 2 sous-sols, un RDC et 12 étages réalisés à ORAN.

Ce mémoire est constitué de huit chapitres :

- Le premier chapitre, consacré pour présentation de l'ouvrage.
- Le deuxième chapitre, qui consiste le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des planchers.
- Le quatrième chapitre, pour le l'étude des éléments non structuraux.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude sismique.
- Le sixième chapitre, pour l'étude des portiques.
- Le septième chapitre, pour l'étude des voiles.
- Le huitième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I
Présentation de
l'ouvrage

1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment a pour but d'assurer la stabilité et la résistance de cet édifice afin de garantir sa sécurité d'usage, tout en tenant compte des aspects esthétiques et économiques.

Pour cela, la construction verticale est privilégiée dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger présenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner le séisme. Chaque séisme important présente un regain d'intérêt pour la construction parasismique, ce qui engendre une amélioration du règlement.

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

- souplesse d'utilisation.
- durabilité (duré de vie).
- Résistance au feu.

Quels que soient les types de bâtiments en béton armé, leurs études rencontrent de nombreuses difficultés dans le choix du modèle et des approches spécifiques à chaque type de bâtiment.

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en béton armé composée d'un deux sous-sol, un rez-de-chaussée, mezzanine plus 12 niveaux de forme irrégulière en béton armé à usage d'habitation.

Ce bâtiment sera implanté à (Oran) ; le terrain retenu pour recevoir le projet de 36 logements promotionnels se situe à BELGAID ORAN, dont la zone est considérée comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone Iia), et qui appartient au groupe d'usage 3 vu que la hauteur totale ne dépasse pas les 48m, ce bâtiment est dans un site S_3 (site meuble) selon le RPA99 version2003 (Règlement Parasismique Algérien Version 2003).

Notre bâtiment se compose de plusieurs niveaux :

- Deux sous-sols réservés à un parking.
- Un rez-de-chaussée.
- 12 niveaux à usage d'habitation avec trois logements (F3 et F4).
- Terrasse inaccessible.

2.1. Caractéristiques géométriques du bâtiment :

2.1.1. Dimension en plan :

- Longueur en plan : 24.30 m
- Largeur en plan : 21.40 m

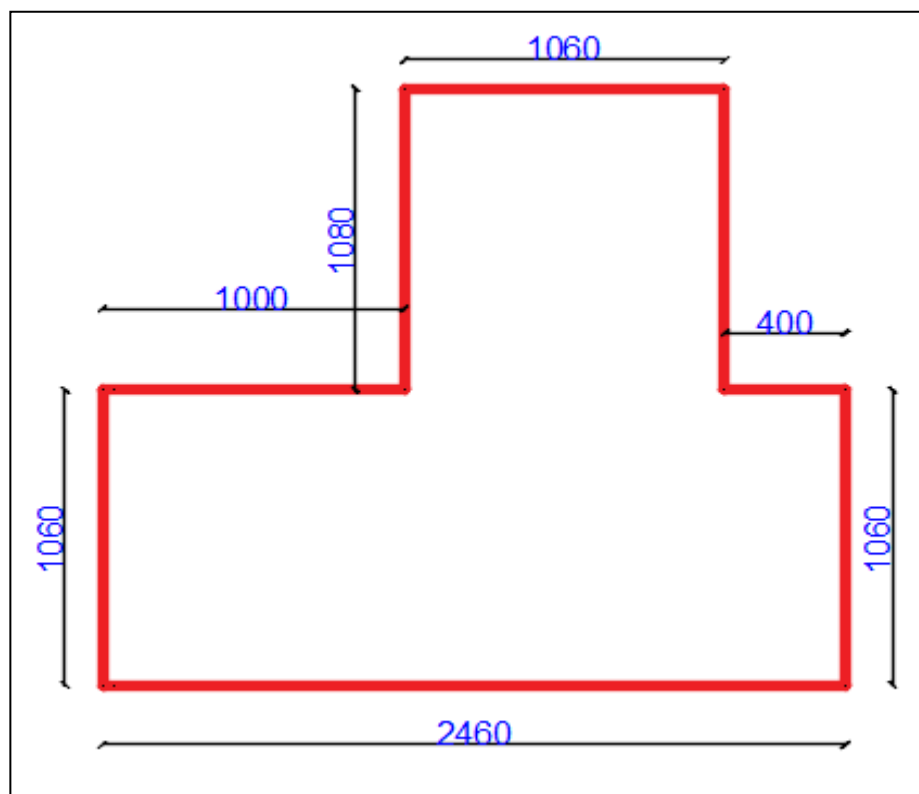


Fig.I.1 : Dimension en plan du bâtiment.

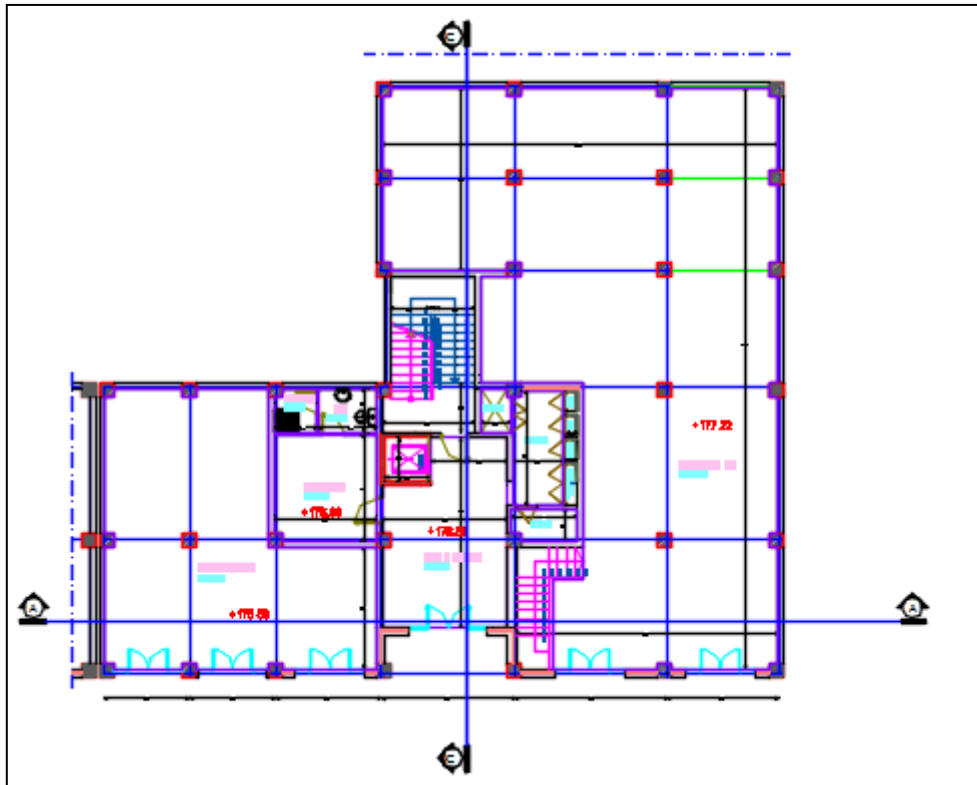


Fig.I.2 : Plan du 1^{er} sous-sol.

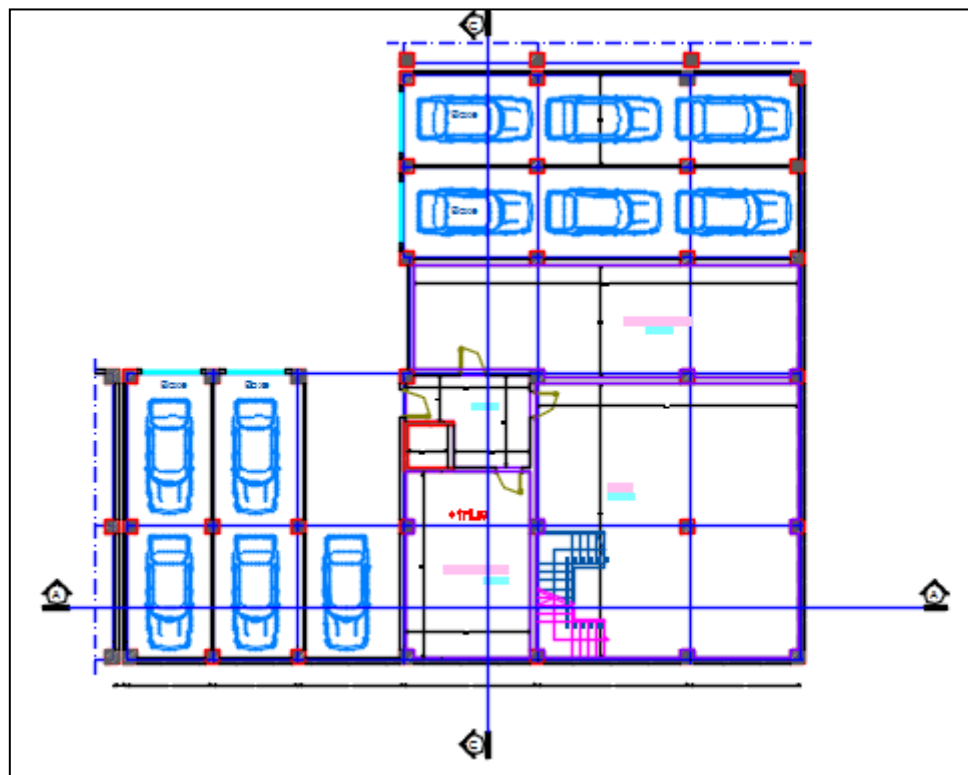


Fig.I.3 : Plan du 2^{ème} sous-sol.

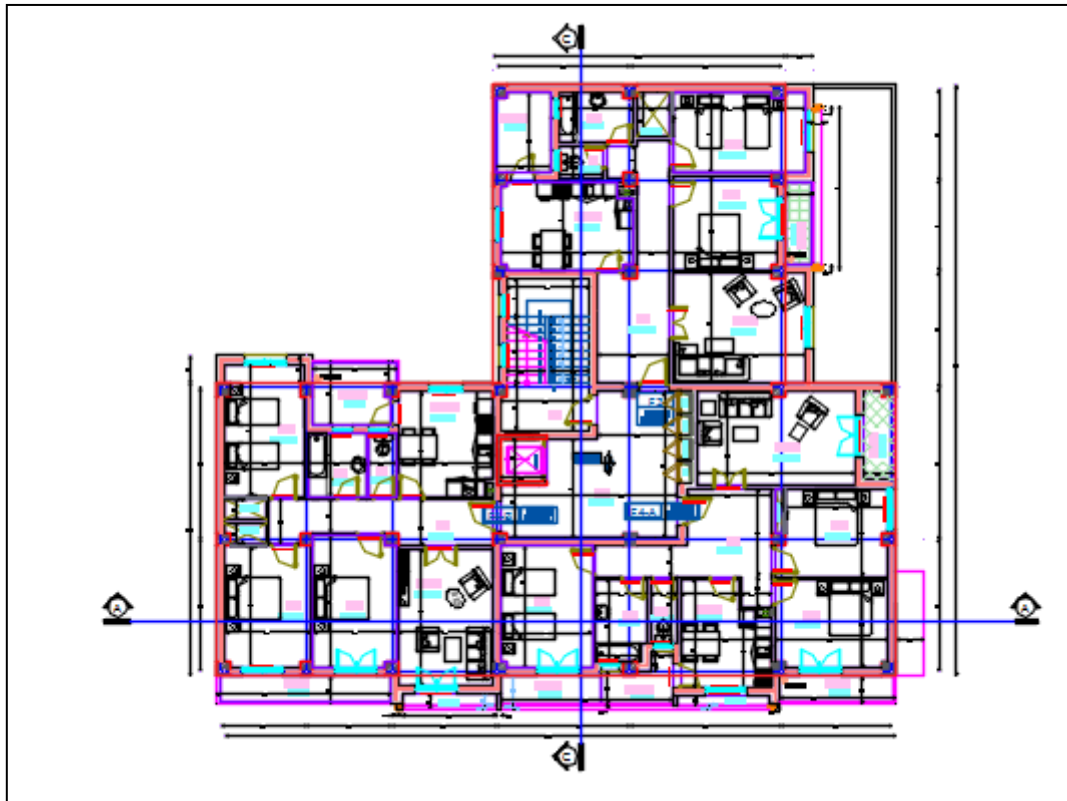


Fig.I.4 : Plan des étages.

2.1.2. Dimension en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment : 45.43 m
- Hauteur à partir du Niv +0.00 : 39.78 m
- Hauteur du RDC : 3.06 m
- Profondeur des sous-sols : 5.65 m

2.2. Conception de la structure :

a. Superstructure :

La structure de ce bâtiment est considérée comme étant une structure mixte (portique + voiles de contreventement).

→ Ossature:

Selon l'article 2.5.4/RPA99, V2003 le contreventement de la structure est assuré par des portiques et renforcé par des voiles qui doivent être disposés de façon à :

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité.
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations.
- Minimiser les effets de torsion.

→ Planchers:

Le bâtiment comporte :

- Un plancher de dalle pleine → sous sol et RDC.
- Un plancher à corps creux → 1^{er} jusqu'au 12^{ème} niveau.

→ Circulations verticales:

Dans notre structure on a un seul type d'escalier (escalier à deux volées identiques) et une cage d'ascenseur qui facilite le déplacement entre les différents niveaux.

→ Les balcons:

On distingue dans notre structure un type de balcon en dalle pleine.

→ Maçonnerie:

Les murs extérieurs seront constitués en doubles parois de briques tandis que les murs intérieurs seront composés en murs briques creuses.

→ Terrasse:

Les terrasses du bâtiment sont inaccessibles.

→ Acrotère:

Au niveau des terrasses inaccessibles, on adopte un acrotère de 0.6 m de hauteur.

b. Infrastructure :

A partir du rapport géotechnique du sol, on a obtenu les informations suivantes :

- La contrainte admissible : $\overline{\sigma}_{sol} = 2.5$ bars.
- Poids volumique du sol : $\gamma_h = 17$ kN/m³.
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35$.

3. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

3.1. Béton :

C'est un matériau de construction formé par un mélange de ciment, de granulats et d'eau, éventuellement complété par des adjuvants et des additions. Ce mélange, qui est mis en place sur le chantier ou en usine à l'état plastique, peut adopter des formes très diverses parce qu'il est modulable ; il durcit progressivement pour former finalement un monolithe.

Béton = Ciment + Gravier + Sable + Eau de gâchage.

a. Résistance à la compression :

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite f_{c28} .

Exemples de résistances couramment atteintes d'après l'article A2.1.13/ BAEL91 :

- 20 MPa sont facilement atteintes sur les chantiers convenablement outillés.
- 25 MPa sont atteintes sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
- 30 MPa peuvent être obtenue à condition de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.

Pour notre étude on va opter pour $f_{c28} = 2.1$ MPa.

b. Résistance à la traction :

La résistance à la traction d'un béton à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

c. Contraintes limites :

Suivant le BAEL91, on distingue deux états de calcul :

→ Etat limite ultime (ELU).

→ Etat limite service (ELS).

d. Etat limite ultime(ELU) :

La contrainte limite ultime du béton comprimé :

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

Avec :

γ_b = coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 \rightarrow \text{Pour une situation accidentelle.} \\ 1.5 \rightarrow \text{Pour une situation durable et transitoire.} \end{cases}$$

D'où :

$$\sigma_b = \begin{cases} 18.48 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour une situation accidentelle.} \\ 4.17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour une situation durable et transitoire.} \end{cases}$$

e. Etat limite service (E.L.S) :

A l'état limite de service, on limite de contrainte :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 25 \text{ MPa}$$

3.2. Acier :

a. Types d'aciers utilisés :

Les types d'acier utilisés sont :

Tableau.I.1 : Différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.

Aciers	Désignations	Limite d'élasticité f_e [MPa]	Diamètres nominaux normalisés [mm]	Utilisation
Ronds lisses (RL)	FeE ₂₃₅	235	6-8-10-12-14-16-20-25-32-40	Armatures transversales (cadres, épingles, étriers, des poutres et des poteaux)
Haute adhérence (HA)	FeE ₄₀₀	400	6-8-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Trellis soudés (TS)	TLE ₅₀₀ $\phi \leq 6 \text{ mm}$	500	$\phi \leq 6 \text{ mm}$	Emplois courant pour : radier, planchers et dalles.

b. Contrainte de calcul de l'acier (σ_s) :

→ Etat limite ultime de résistance (E. L. U):

La contrainte limite de l'acier à l'état limite ultime et donnée par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

σ_s : Contrainte de l'acier en (MPa) ;

f_e : Limite d'élasticité de l'acier en (MPa) ;

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \rightarrow \text{Pour une situation courante.} \\ 1 & \rightarrow \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

D'où :

$$\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \rightarrow \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases} \quad \text{Avec : } f_e = 400 \text{ MPa.}$$

→ **Etat limite de service (E. L. S)**: selon les règles BAEL91

- Fissuration peu préjudiciable → Aucune vérification pour σ_s ;
- Fissuration préjudiciable → $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$;
- Fissuration très préjudiciable → $\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90\sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$.

Avec :

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours en (MPa) ;

η : Coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1 & \rightarrow \text{Acier rond lisse;} \\ 1.6 & \rightarrow \text{Acier haute adhérence.} \end{cases}$$

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments

Structuraux

1. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leur rôle est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Le pré-dimensionnement des poutres s’effectue selon des formules empiriques données par le **BAEL₉₁** et vérifiées par la suite selon le **RPA_{99, V2003}**.

→ **Critère de la flèche d’après le BAEL 91 :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

$$0.3 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

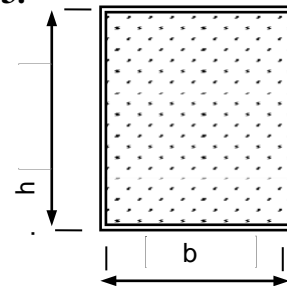


Fig.II.1 : section transversale d’une poutre.

Avec :

L_{max} : Portée maximale de la poutre (cm) ;

b : Largeur de la poutre (la plus petite dimension de la section transversale) en (cm) ;

h_t : Hauteur de la poutre (la plus grande dimension de la section transversale) en (cm).

→ **Vérification selon le RPA 99, V2003 :**

Les dimensions de la poutre doivent respecter l’article 7.5.1/ RPA99, V2003 suivant :

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad ; \quad h \geq 30 \text{ cm} \quad ; \quad \frac{h}{b} \leq 4$$

Tbaleau.II.1 : Dimension des sections des poutres.

Type de poutres	Sens	L _{max} (cm)	$\frac{L_{max}}{15}$	$\frac{L_{max}}{10}$	b (cm)	h (cm)	$\frac{h}{b}$	Section adopter (cm ²)
Poutre principale (PP)	X-X	550	36.66	55	30	45	1.5	35 × 45
Poutre secondaire (PS)	Y-Y	422	28.13	42.2	30	40	1.33	30 × 40

2. Pré-dimensionnement des planchers :

2.1. Planchers dalle pleine :

Dans notre projet, le plancher en dalle pleine est utilisé aux niveaux du rez-de-chaussée.

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la détermination de l'épaisseur de la dalle pleine doit prendre en compte les paramètres suivants :

a. Le type de la dalle :

→ Cas d'une dalle qui porte dans seul sens (sur 4 appuis):

$$\left\{ \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4 \quad \text{[Article A.8.2,31 / BAEL91]} \right.$$

→ Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens (sur 4 appuis):

$$\left\{ 0.4 \leq \rho \leq 1 \quad \text{[Article A.8.2,31 / BAEL91]} \right.$$

Avec : ($L_x \leq L_y$)

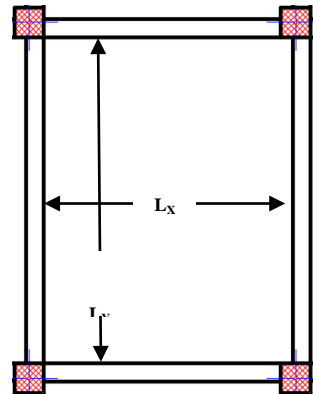


Fig.II.2 : Dimensions d'un panneau de dalle.

ρ : Rapport de deux dimensions ;

L_x : La petite dimension du panneau de la dalle la plus sollicité en (m) ;

L_y : La grande dimension du panneau de la dalle la plus sollicité en (m).

b. Le type de la travée étudiée :

Travée isostatique : c'est une travée sur deux appuis simples.

Travée intermédiaire : c'est une travée sur deux appuis avec prise en compte de la continuité.

Tableau.II.2 : Types des travées de la dalle pleine.

Travée étudiée	L'épaisseur h_d	
	Dalle sur 2 appuis	Dalle sur 4 appuis
Travée isostatique	$\left[\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right] L_x$	$\left[\frac{1}{35} \div \frac{1}{25} \right] L_x$
Travée intermédiaire	$\left[\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right] L_x$	$\left[\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right] L_x$

Tableau.II.3 : Dimension des dalles pleines.

Emplacement	L _x [cm]	L _y [cm]	ρ	Types de dalle	L'épaisseur h _d				On adopte h _d [cm]
					Dalle sur 4 appuis		Dalle sur 2 appuis		
					$[\frac{1}{35} \div \frac{1}{25}]$	$[\frac{1}{50} \div \frac{1}{40}]$	$[\frac{1}{30} \div \frac{1}{20}]$	$[\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}]$	
RDC	550	550	1	La dalle porte suivant deux sens	-	12	-	-	16

c. Condition d'isolation acoustique :

→ Contre les bruits aériens : $h_d \times 2500 \geq 350 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$.

→ Contre les bruits d'impacts : $h_d \times 2500 \geq 400 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow h_d = 16 \text{ cm}$.

d. Condition de sécurité en matière d'incendie :

→ Pour une heure de coupe de feu : $h_d = 7 \text{ cm}$.

→ Pour deux heures de coupe de feu : $h_d = 11 \text{ cm}$.

→ Pour quatre heures de coupe de feu : $h_d = 17.5 \text{ cm}$.

2.2 Planchers à corps creux :

Vu que les différents niveaux ne sont pas fortement chargés, on utilise des planchers à corps creux.

On opte pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

→ La facilité de réalisation ;

→ Diminuer le poids de la structure ;

→ L'épaisseur des dalles dépend des conditions d'utilisation et de résistance.

Avec :

h_t : L'épaisseur totale du plancher en (cm) ;

h₀ : L'épaisseur de la dalle de compression en (cm) ;

h₁ : L'épaisseur du corps creux en (cm).

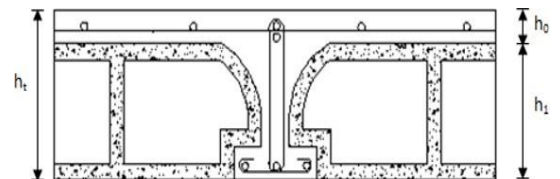


Fig.II.3 : Plancher à corps creux.

Le dimensionnement se résumé au dimensionnement d'une poutrelle, et donc l'utilisation de la condition de flèche :

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{20} \quad [\text{Article 7.6.8,424/BAEL91}]$$

Avec :

L_{\max} : La plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle dans la direction de la disposition des solives en (cm).

On a :

$$L_{\max} = 550 \text{ cm} \rightarrow 22 \text{ cm} \leq h_t \leq 27.5 \text{ cm}$$

D'où on adopte une dalle à corps creux d'épaisseur (20+4) cm \rightarrow $\begin{cases} h_t = 24 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ h_1 = 20 \text{ cm} \end{cases}$

Condition d'isolation thermique :

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : **20 cm.**

$h_{\min} \geq 16 \text{ cm}$, d'où on a : $h_t = 24 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \rightarrow$ **condition vérifiée.**

3. Descente de charges :

La descente de charges a pour but l'évaluation des actions de pesanteur permanentes et variables permettant le calcul des poteaux et leurs fondations.

3.1. Charges permanentes (G) :

a. Plancher :

Plancher terrasse inaccessible :

Calcul de forme de pente :

On a :

- L'épaisseur au point le plus bas est égale à : 4 cm
- L'épaisseur au point le plus haut est : $h_g = ?$
- La longueur le plus grande : $L = 10.30 \text{ m}$
- Pente 1.5 % = $\tan \alpha = 0.015$

$$\tan \alpha = \frac{x}{L} = \frac{x}{10.30} = 0.015 \rightarrow x = 10.30 \times 0.015 = 0.1545 \text{ m} = 15.45 \text{ cm}$$

$$\rightarrow h_g = x + 4 = 15.45 + 4 = 19.45 \text{ cm} \rightarrow h_{\text{moy}} = \frac{1}{2} \times 40 + \frac{1}{2} \times 154.5 \approx 10 \text{ cm}$$

\rightarrow **Corps creux :**

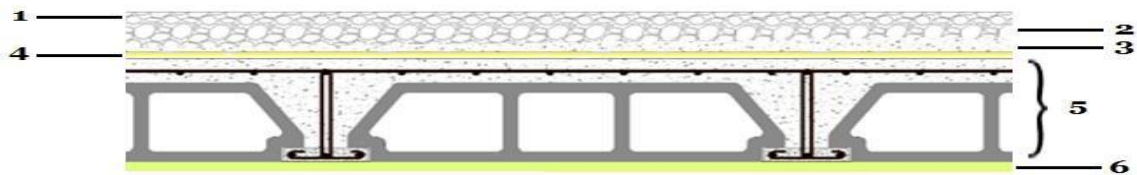


Fig.II.4 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible en ceps creux.

1. Gravier roulé de protection (4 cm)	$0.04 \times 2000 = 80 \text{ daN/m}^2$
2. Etanchéité multicouche (4 cm)	$0.04 \times 300 = 12 \text{ daN/m}^2$
3. Forme de pente en béton ($h_{\text{moy}} = 10 \text{ cm}$)	$0.10 \times 2200 = 220 \text{ daN/m}^2$
4. isolation thermique	$0.01 \times 1000 = 10 \text{ daN/m}^2$
5. Dalle corps creux (20+4)	$= 310 \text{ daN/m}^2$
6. Enduit plâtre (2 cm)	$0.02 \times 1000 = 20 \text{ daN/m}^2$
	$\rightarrow G = 652 \text{ daN/m}^2$

Plancher étage courant :

→ Corps creux :

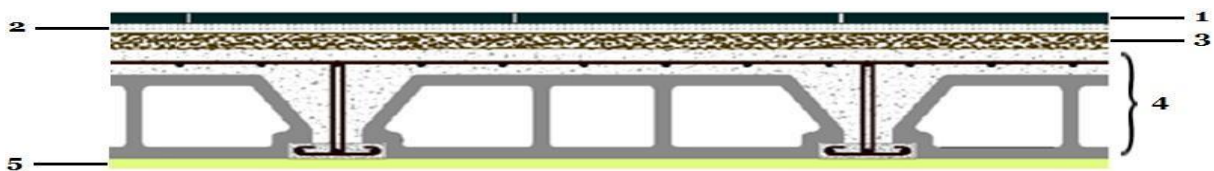


Fig.II.5 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant.

1. Carrelage (2 cm).....	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ daN/m}^2$
2. Mortier de pose (2 cm)	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ daN/m}^2$
3. Lit de sable (2 cm)	$0.02 \times 1800 = 36 \text{ daN/m}^2$
4. Dalle pleine (20+4)	$= 336 \text{ daN/m}^2$
5. Enduit plâtre (2 cm)	$0.02 \times 1000 = 20 \text{ daN/m}^2$
Cloisons légères	$= 75 \text{ daN/m}^2$
	$\rightarrow G = 551 \text{ daN/m}^2$

Plancher RDC :

→ Dalle pleine :

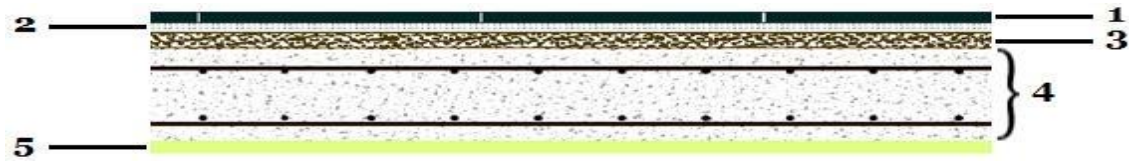


Fig.II.6 : Coupe transversale d'un plancher à dalle pleine.

1. Carrelage (2 cm)	$0.02 \times 2200 = 44 \text{ daN/m}^2$
2. Mortier de pose (2 cm)	$0.02 \times 2000 = 40 \text{ daN/m}^2$
3. Lit de sable (2 cm)	$0.02 \times 1800 = 36 \text{ daN/m}^2$
4. Dalle pleine (e = 16 cm)	$0.16 \times 2500 = 400 \text{ daN/m}^2$
5. Enduit ciment (2 cm)	$0.02 \times 1800 = 36 \text{ daN/m}^2$
Cloisons légères	$= 75 \text{ daN/m}^2$

→ **G = 631 daN/m²**

b. Maçonnerie :

b.1. Murs extérieurs (double parois en briques creuses) :

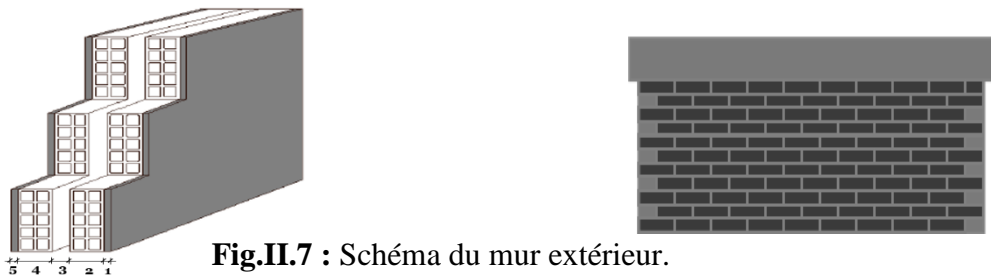
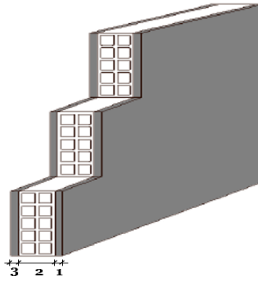


Fig.II.7 : Schéma du mur extérieur.

1. Enduit de ciment (2 cm)	$0.02 \times 1800 = 36 \text{ daN/m}^2$
2. Brique creuse (10 cm)	$0.10 \times 900 = 90 \text{ daN/m}^2$
3. Polystyrène (5 cm)	$0.05 \times 210 = 11 \text{ daN/m}^2$
4. Brique creuse (15 cm)	$0.15 \times 900 = 135 \text{ daN/m}^2$
5. Enduit plâtre (2 cm)	$0.02 \times 1800 = 36 \text{ daN/m}^2$

→ **G = 308 daN/m²**

b.2. Murs intérieur :**Fig.II.8 :** Schéma du mur intérieur.

1. Enduit de ciment (2 cm)	$0.02 \times 100 = 20 \text{ daN/m}^2$
2. Brique creuse (10 cm)	$0.10 \times 900 = 90 \text{ daN/m}^2$
3. Enduit plâtre (2 cm)	$0.02 \times 1000 = 20 \text{ daN/m}^2$
	→ G = 130 daN/m²

3.2. Surcharge d'exploitation (Q) :

Les surcharges d'exploitation de chaque niveau sont illustrées sur le tableau suivant :

1. Terrasse (inaccessible)	Q = 100 daN/m²
2. 12 étages (habitation)	Q = 150 daN/m²
3. RDC et deux sous-sols.....	Q = 250 daN/m²

4. Pré-dimensionnement des poteaux :

On suppose que le poteau est soumis à une compression simple, les règles CBA 93

Préconisent des prendre une section réduite en laissant 1cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton, puis on calcule la section du poteau le plus sollicité dans notre structure.

4.1. Etape de pré-dimensionnement :

- Choix du poteau le plus sollicité (calcul de la surface reprise par le poteau).
- Détermination des charges permanentes et d'exploitation exercée sur le poteau.
- Dimensionnements des poteaux.
- Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent répondre aux.

a. Critère de résistance : [Article B.8.4, 1 / BAEL91]

Soit :

N_u : Effort normal résistant ultime agissant sur le poteau en [kN].

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots (I)$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1.5 ;
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1.15 ;
- f_e : Nuance de l'acier (limite élastique ; $f_e = 400$ MPa) ;
- A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul ;
- f_{c28} : Résistance à la compression du béton ($f_{c28} = 25$ MPa) ;
- B_r : Section réduite du poteau en (cm²), obtenue en déduisant de la section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Pour une section rectangulaire :

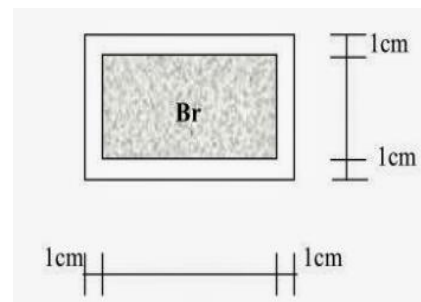


Fig.II.9 : Section réduite du béton.

α : Coefficient qui dépend de l'élançement mécanique λ , et qui prend les valeurs suivantes :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{Pour } \lambda \leq 70$$

Il est préférable de prendre $\lambda \leq 50$ pour que toutes les armatures participent à la résistance.

Pour notre calcul, on prend $\lambda = 35$.

Donc :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$$

Avec :

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

A partir de la relation (I) et on remplaçant α par $\frac{0.85}{\beta}$, on déduit que :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \times \left(\frac{A}{B_r}\right) \times \sigma_s}$$

On prend : $\frac{A}{B_r} = 0.8 \% = \frac{0.8}{100}$ (zone IIa, d'après RPA99/version 2003)

σ_s : Contrainte de l'acier en (MPa) ;

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

σ_b : Résistance de calcul du béton en (MPa) ;

$$\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow B_r \geq \frac{1.2 \times N_u}{\left[\frac{14.2}{0.9} + 0.85 \times \left(\frac{0.8}{100} \right) \times 348 \right] \times 10}$$

Donc : $B_r \geq 0.0066 N_u$

→ **Evaluation de N_u : [Article B.8.1.1 / BAEL91]**

$N_u = \sum$ des charges verticales agissant sur le poteau en (daN).

$$N_u = 1.15 P_u$$

Avec : $P_u = N_{\text{Plancher}} + N_{\text{Poutre}}$ et $N_{\text{Plancher}} = (1.35 G + 1.5 Q) \times S_{\text{Aff}}$

N_{Plancher} : L'effort normal du au poids du plancher en (daN) ;

G : La charge permanente cumulée en (daN/m²) ;

Q : La charge d'exploitation déterminée par la loi de dégression en (daN/m²) ;

S_{Aff} : La surface afférente du plancher en (m²) ;

N_{poutre} : L'effort du au poids des poutres principales et secondaires en (daN) ;

P_t : Poids totale de la poutre en (daN) ;

n : Nombre d'étage considéré.

L_{Affpp} : Longueur afférente de la poutre principale en (m) ;

L_{Affps} : Longueur afférente de la poutre secondaire en (m) ;

$$P_{PP} : 2500 \times b \times h$$

P_{PP} : Poids de la poutre principale en (daN/ml) ;

$$P_{PS} : 2500 \times b \times h$$

P_{PS} : Poids de la poutre secondaire en (daN/ml) ;

$(b \times h)$: La section de la poutre en (m).

→ **La loi de dégression : [Article IV.6.3/DTR.B.C 2.2]**

- Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment
- Soit Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1, 2, ..., n-1 et n (la numérotation est à partir du sommet du bâtiment).

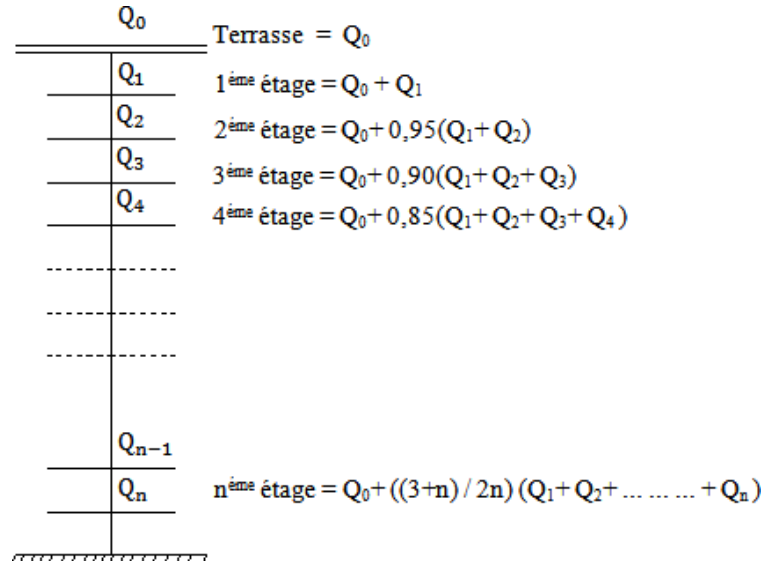


Fig.II.10 : Schéma de la loi de dégression des charges.

Terrasse	Q_0
12 ^{ème} étage	Q_0
11 ^{ème} étage	$Q_0 + Q_1$
9 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$
8 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
7 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + \dots + Q_4)$
6 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + \dots + Q_5)$
5 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + \dots + Q_6)$
4 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,71 (Q_1 + \dots + Q_7)$
3 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,69 (Q_1 + \dots + Q_8)$
2 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,67 (Q_1 + \dots + Q_9)$
1 ^{ème} étage	$Q_0 + 0,65 (Q_1 + \dots + Q_{10})$
RDC	$Q_0 + 0,64 (Q_1 + \dots + Q_{11})$
Sous-sol 2	$Q_0 + 0,64 (Q_1 + \dots + Q_{12})$
Sous-sol 1	$Q_0 + 0,64 (Q_1 + \dots + Q_{13})$

b. Condition de l'article 7.4.1/ RPA99, V2003 :

Les dimensions de la structure des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

→ Pour une section rectangulaire :

$$\text{Min} (a ; b) \geq 25 \text{ cm ... Zone IIa}$$

$$\text{Min} (a ; b) \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

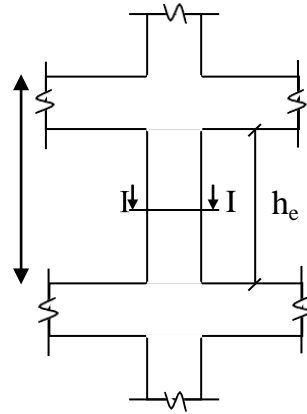


Fig.II.11 : Section transversale du poteau.

Nous adoptons pour notre structure des poteaux carrés ($a = b$).

c. Critère de flambement :

Vérifier si :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = 3.46 \times \frac{L_f}{a} \leq 35$$

Avec :

λ : Elancement ;

L_f : La longueur de flambement en (cm);

$$L_f = 0.7 \times L_0$$

L_0 : La longueur libre du poteau en (cm) ;

i : Rayon de giration de la section transversale en (cm) ;

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}}$$

B : Aire de la section transversale du béton seul en (cm^2) ;

$$B = a \times a$$

I : Moment d'inertie de la section transversale dans le plan de flambement en (cm^4).

$$I = \frac{a^4}{12} \rightarrow \text{Pour une section carrée } (a \times a)$$

4.2. Tableau de la loi de dégression :

Tableau.II.5 : Distribution et dégression des charges.

Etage	Les charges et les surcharge cumulée	
	G [daN/m ²]	Q [daN/m ²]
Haut 12 ^{ème} étage	652	100
Haut 11 ^{ème} étage	1203	250
Haut 10 ^{ème} étage	1754	400
Haut 9 ^{ème} étage	2305	550
Haut 8 ^{ème} étage	2856	700
Haut 7 ^{ème} étage	3407	850
Haut 6 ^{ème} étage	3958	1000
Haut 5 ^{ème} étage	4506	1150
Haut 4 ^{ème} étage	5060	1300
Haut 3 ^{ème} étage	5611	1450
Haut 2 ^{ème} étage	6162	1600
Haut 1 ^{ème} étage	6713	1750
Haut RDC	7344	2000
Haut Sous-sol 1	7975	2250
Haut Sous-sol 2	8606	2500

4.3. Exemple de calcul :

Pour cet exemple, on va calculer les dimensions de la section transversale du poteau intermédiaire du sous-sol.

La surface afférente (la surface supportée par le poteau le plus sollicité) :

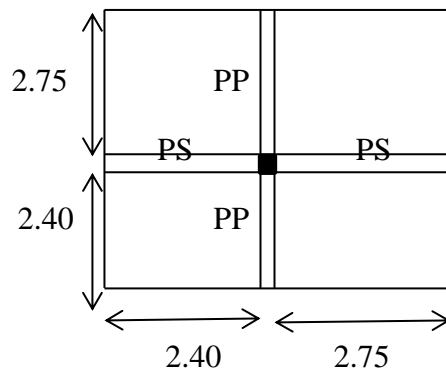


Fig.II.12 : Surface afférente du poteau le plus sollicité.

$$S_{Aff} = \left(\frac{5.50}{2} + \frac{4.80}{2}\right) \times \left(\frac{4.80}{2} + \frac{5.50}{2}\right) = 26.52 \text{ m}^2$$

a. Critère de résistance :

On a :

$$B_r \geq 0.0066 N_u$$

Détermination de l'effort normal ultime N_u :

On a :

$$N_u = 1.15 \times P_u \quad \text{Avec :} \quad P_u = N_{\text{Plancher}} + N_{\text{Poutre}}$$

→ Détermination de l'effort normal du au poids du plancher (N_{Plancher}) :

On a :

$$N_{\text{Plancher}} = (1.35 G + 1.5 Q) \times S_{\text{Aff}}$$

Avec :

$$\begin{cases} G = 3958 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 1000 \text{ daN/m}^2 \end{cases} \rightarrow N_{\text{Plancher}} = (1.35 \times 3958 + 1.5 \times 1000) \times 26.52$$

$$\rightarrow N_{\text{Plancher}} = 181484.32 \text{ daN}$$

→ Détermination de l'effort normal du au poids propre des poutres principales et secondaires (N_{Poutre}) :

On a :

$$N_{\text{Poutre}} = 1.35 \times P_t \times n \quad \text{Avec :} \quad P_t = (P_{\text{PP}} \times L_{\text{Affpp}}) \times (P_{\text{PS}} \times L_{\text{Affps}})$$

- Poids propre de la poutre principale :

$$P_{\text{PP}} = 2500 \times b \times h$$

Langueur afférente de la poutre principale : $L_{\text{Affpp}} = 5.15 \text{ m}$

$$\text{Les dimensions de la poutre principale : } \begin{cases} b = 0.35 \text{ m} \\ h = 0.45 \text{ m} \end{cases}$$

$$P_{\text{PP}} = 2500 \times 0.35 \times 0.45 \rightarrow P_{\text{PP}} = 393.75 \text{ daN/ml}$$

- Poids propre de la poutre secondaire :

$$P_{\text{PS}} = 2500 \times b \times h$$

Langueur afférente de la poutre secondaire : $L_{\text{Affps}} = 5.15 \text{ m}$

$$\text{Les dimensions de la poutre secondaires : } \begin{cases} b = 0.30 \text{ m} \\ h = 0.40 \text{ m} \end{cases}$$

$$P_{\text{PS}} = 2500 \times 0.30 \times 0.40 \rightarrow P_{\text{PS}} = 300 \text{ daN/ml}$$

D'où :

$$P_t = (393.75 \times 5.15) + (300 \times 5.15) \rightarrow P_t = 3572.81 \text{ daN}$$

Et :

$$N_{\text{Poutre}} = 1.35 \times 3572.81 \times 15 \quad \text{Avec :} \quad n = 15$$

$$\rightarrow N_{\text{Poutre}} = 72349.40 \text{ daN}$$

$$\rightarrow P_u = 181484.32 + 72349.10 = 253833.72 \text{ daN}$$

Donc :

$$N_u = 1.15 \times 253833.72 = 291908.77 \text{ daN}$$

$$\begin{cases} B_r \geq 0.0066 N_u \\ B_r = (a - 2)^2 \end{cases} \rightarrow a = 70 \text{ on adopte un poteau de dimensions}$$

b. Condition de l'article 7.4.1/ RPA 99, V2003 :

Pour une section carrée (70×70) cm^2 :

$$\text{Min}(a ; b) = a = 70 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots \text{Zone IIa} \rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\text{Min}(a ; b) = a = 70 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 16 \rightarrow \text{Condition vérifiée ;}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée .}$$

c. Critère de flambement :

Vérifier si :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

Détermination de la longueur de flambement L_f :

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

Détermination du rayon de giration de la section en plan i :

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

- **Moment d'inertie I :**

$$I = \frac{a^4}{12} = \frac{70^4}{12} = 2000833.33 \text{ cm}^4$$

- **Aire de la section du béton seul B :**

$$B = a \times a = 70 \times 70 = 4900 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$i = \sqrt{\frac{2000833.33}{4900}} = 20.21 \text{ cm}$$

Donc :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{20.21} = 10.60 \leq 35 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

→ Le pré-dimensionnement est acceptable.

Hauteur d'Etage	Niveau	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	NUPP (KN)	NUPS (KN)	Nu Pot (KN)	Nu Long (KN)	Nu pL (KN)	NU (KN)	Br	a (cm)	a (cm) Choisi	Bc (cm)	a (cm)
3,06	Haut du 12eme	6,52	1,00	27,38	20,86	-	-	273,23	321,47	213,13	16,60	30,00	428,62	20,70
3,06	haut du 11eme	12,03	2,50	54,75	41,72	9,29	-	530,20	635,96	421,63	22,53	30,00	847,94	29,12
3,06	Haut du 10eme	17,54	3,85	82,13	62,57	18,59	-	781,19	944,48	626,18	27,02	40,00	1 259,31	35,49
3,06	Haut du 9eme	23,05	5,05	109,50	83,43	35,11	-	¹ 026,22	1 254,27	831,57	30,84	40,00	1 672,36	40,89
3,06	Haut du 8eme	28,56	6,10	136,88	104,29	51,64	-	¹ 265,28	1 558,08	1 032,99	34,14	40,00	2 077,45	45,58
3,06	Haut du 7eme	34,07	7,00	164,25	125,15	68,16	-	¹ 498,38	1 855,93	1 230,47	37,08	40,00	2 474,58	49,75
3,06	Haut du 6eme	39,58	7,75	191,63	146,00	84,69	-	¹ 725,50	2 147,82	1 423,98	39,74	50,00	2 863,76	53,51
3,06	Haut du 5eme	45,09	8,46	219,00	166,86	110,50	-	¹ 950,84	2 447,20	1 622,47	42,28	50,00	3 262,94	57,12
3,06	Haut du 4eme	50,60	9,28	246,38	187,72	136,32	-	² 180,95	2 751,36	1 824,13	44,71	60,00	3 668,49	60,57
3,06	Haut du 3eme	56,11	10,05	273,75	208,58	173,50	-	² 408,87	3 064,70	2 031,86	47,08	60,00	4 086,26	63,92
3,06	Haut du 2eme	61,62	10,75	301,13	229,43	210,68	-	² 634,00	3 375,25	2 237,75	49,30	70,00	4 500,33	67,08
2,80	Haut du 1ere	67,13	12,20	328,51	250,29	256,99	-	² 888,98	3 724,76	2 469,48	51,69	70,00	4 966,34	70,47

3,06	Haut du rdc	73,44	13,20	657,01	500,58	307,59	-	-	1 465,18	-	2,00	71,00	3 447,49	58,72
2,59	Haut du s sol1	79,75	14,20	985,52	750,87	351,66	-	-	2 088,04	2 088,04	47,70	72,00	174,00	13,19
3,06	Haut du s sol2	86,06	15,20	1 314,02	1 001,16	405,19	-	-	2 720,38	4 080,56	65,88	73,00	260,70	16,15

Chapitre III :
Etude des planchers

1. Introduction :

Les planchers sont des éléments structuraux porteurs qui déterminent les différents niveaux d'une construction.

Le calcul effectué dans ce chapitre consiste à évaluer les moments fléchissant et les efforts tranchants sollicitant les poutrelles afin de déterminer le ferrailage nécessaire à adopter pour les sections d'aciers longitudinales et transversales.

2. Planchers corps creux :

Dans notre projet, les planchers à corps creux sont utilisés au niveau des étages courants et sont composés d'éléments porteurs (poutrelle) et par des éléments de remplissage (coffrage).

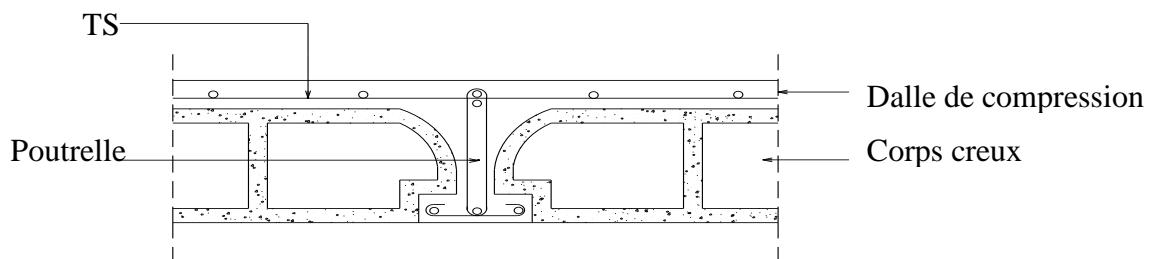


Fig.III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

2.1. Pré-dimensionnement des poutrelles : (voir Fig.III.2)

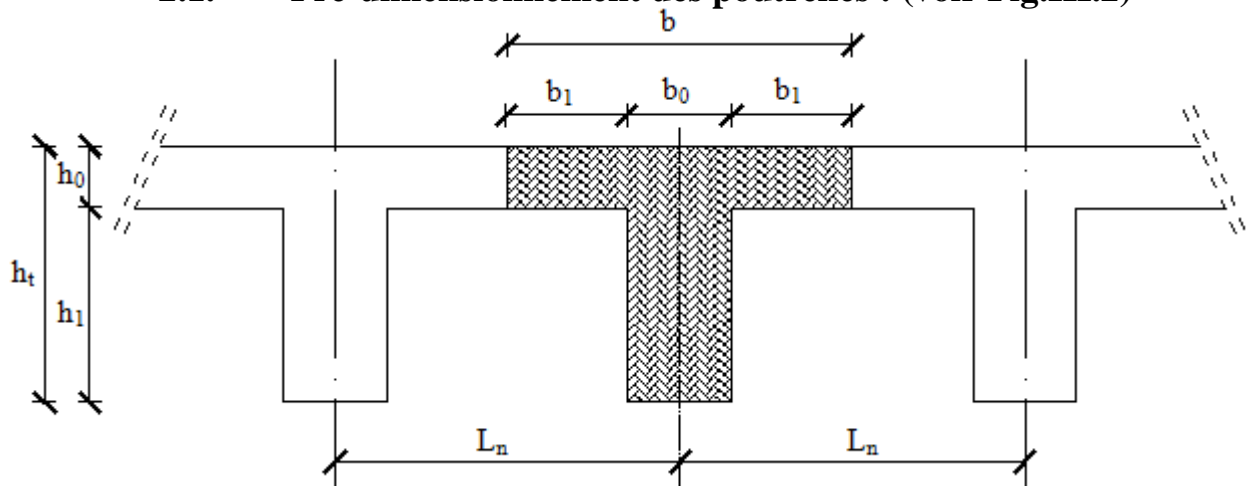


Fig.III.2 : Schéma des poutrelles.

On a :

$$\begin{cases} h_t = 24 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ h_1 = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après l'article A.4.1, 3/BAEL91, on a :

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \rightarrow b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \rightarrow b_1 \leq 55 \text{ cm} \\ b_1 \leq \left(\frac{6}{8}\right) h_0 \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{6}{8}\right) 4 = 28 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

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

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

On prend :

$$b_1 = 24 \text{ cm}$$

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2 b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm}$$

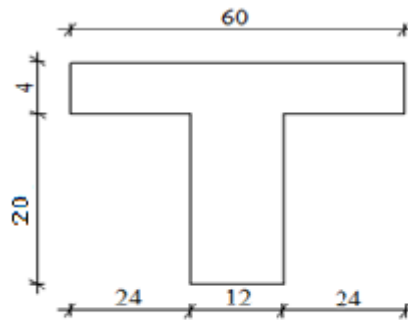


Fig.III.3 : Section de calcul.

2.2. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit respecter les règles données par l'article B.6.8,423/ BAEL91. Il doit être exécuté par un quadrillage en treillis soudé dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm \rightarrow (5 barres/m) \rightarrow Pour les armatures perpendiculaires aux nervures ; qui l'on note A_{\perp} .

33 cm \rightarrow (3 barres/m) \rightarrow Pour les armatures parallèles aux nervures que l'on note $A_{//}$.

Les sections des armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Si } L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases} \text{ en cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Si } 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \text{ alors } \rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{4L_n}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases} \text{ en cm}^2/\text{ml}$$

On adopte pour le ferrailage un treillis soudés de diamètre $\Phi_t = 6$ cm et nuance d'acier FeE400 ($f_e = 400$ MPa).

2.2.1. Calcul des armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp}) :

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60 \text{ cm} \xrightarrow{\text{alors}} 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \rightarrow A_{\perp} = 0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5\Phi 6/\text{ml} \rightarrow A_{\perp} = 1,41\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\Phi 6 \rightarrow e = 20\text{cm}$$

2.2.2. Calcul des armatures parallèles aux nervures ($A_{//}$) :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} \rightarrow A_{//} = 0,71\text{cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$5\Phi 6/\text{ml} \rightarrow A_{//} = 1,41\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\Phi 6 \rightarrow e = 20\text{cm}$$

→ Le treillis soudé adopté est : **TS $\Phi 6$ (200×200) mm².**

2.3. Etude des poutrelles :

Méthode de calcul :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes (G) et les surcharges d'exploitations (Q) comme des poutres continue.

Pour le calcul des sollicitations on peut appliquer l'une des méthodes suivantes :

a. Méthode forfaitaire

Conditions d'application de méthode forfaitaire :

- **Plancher à surcharge modérée $Q \leq \min(2G ; 5\text{kN/m}^2)$.**

- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Le rapport des portées successives doit compris entre 0.8 et 1.25.
- La fissuration est peu préjudiciable.

b. Méthode de Caquot

Dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite, on peut appliquer la méthode de Caquot.

Tableau.III.1 : les schémas statiques des poutrelles.

Types	Schéma statique des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	

2.3.1. Caractéristiques des planchers :

Tableau.III.2 : tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.

Plancher	Fissuration	f_c [MPa]	f_{c28} [MPa]	Encrage c [cm]	b [m]	G [daN/m ²]	Q [daN/m ²]
Terrasse	Préjudiciable	400	25	2	0.6	652	100
Etage courant	Peu Préjudiciable					551	150
RDC	Peu Préjudiciable					551	250

2.3.2. Combinaison d'action :

Tableau.III.3 : Tableau de combinaison d'actions.

	Formule	Valeur		
		Terrasse	Etage courant	RDC
La charge ultime [daN/ml]	$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$	618.12	581.31	671.31
La charge service [daN/ml]	$q_s = (G + Q) \times b$	451.2	420.6	480.6

2.3.3. Détermination des sollicitations :

a. Plancher étage courant (corps creux) :

→ Type 4 :

Schéma statique :

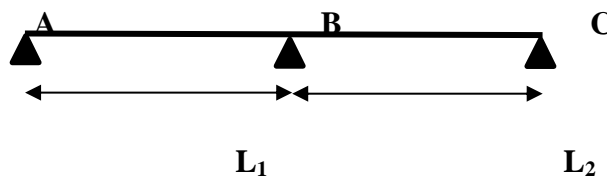


Fig.III.4 : Schéma statique de la poutrelle.

L ₁ [m]	L ₂ [m]
3.30	3.30

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

On va vérifier les conditions suivantes :

1. La surcharge $Q \leq \min(2G ; 500) \text{ daN/m}^2$.

$Q = 150 \text{ daN/m}^2 \leq \min(2 \times 551 ; 500) \text{ daN/m}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée.

2. Les moments d'inertie des sections transversales (I) sont les mêmes dans les différentes travées \rightarrow Condition vérifiée.

3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 ($0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} > 1,25$) :

$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{3.30}{3.30} = 1 \leq 1,25 \rightarrow$ Condition vérifiée.

4. La fissuration est peu préjudiciable \rightarrow Condition vérifiée.

Conclusion :

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont toutes vérifiées pour le 2^{ème}, 3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} types de poutrelles.

Application de la méthode forfaitaire :

I) Moment fléchissant :

- Moment fléchissant : $M_0 = q \times \frac{l^2}{8}$

1) En appui :

- Moment d'un appui de rive :

\rightarrow Appuis semi encastré (encastré dans une poutre) $\rightarrow - 0.2 M_0$.

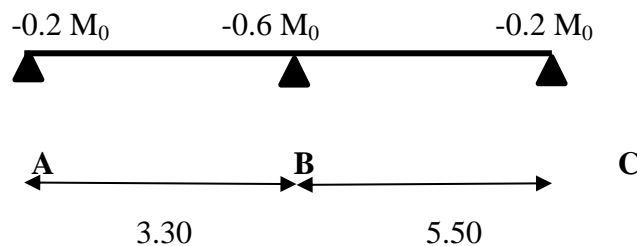
\rightarrow Appuis encastré (encastré sans un voile) $\rightarrow - 0.40 M_0$.

- Moments des appuis intermédiaires :

\rightarrow Appuis d'une poutre à deux travées $\rightarrow - 0.60 M_0$.

\rightarrow Appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées $\rightarrow - 0.50 M_0$.

\rightarrow Autres appuis intermédiaires $\rightarrow - 0.40 M_0$.



- Etat limite ultime de résistance

$M_0 = 581.31 \times \frac{3.30^2}{8} = 791.31 \text{ daN.m} \rightarrow$ Travée (AB)

$$M_0 = 581.31 \times \frac{3.30^2}{8} = 791.31 \text{ daN.m} \rightarrow \text{Travée (BC)}$$

$$\begin{cases} -0.2M_0 = -158.26 \text{ daN.m} \\ -0.6M_0 = -474.78 \text{ daN.m} \\ -0.2M_0 = -158.26 \text{ daN.m} \end{cases}$$

2) En travée :

- **Calcul du rapport des charges d'exploitation et permanentes α :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.214$$

- **Moment dans le cas d'une travée de rive :**

Travée AB

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0 \\ M_t \geq + \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 500.18 \text{ daN.m} \\ 816.71 \geq 842.11 \text{ daN.m} \end{cases} \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \rightarrow M_t = 525.58 \text{ daN.m}$$

- **Moment dans le cas d'une travée intermédiaire :**

Travée BC

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0 \\ M_t \geq + \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 500.18 \text{ daN.m} \\ 816.71 \geq 842.11 \text{ daN.m} \end{cases} \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \rightarrow M_t = 525.58 \text{ daN.m}$$

- **Efforts tranchants (à l'ELU) :**

Travée AB

$$T_g = \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}$$

$$T_g = \frac{581.31 \times 3.30}{2} + \frac{|-158.26| - |-474.78|}{3.30} = 959.16 \text{ daN}$$

$$T_d = - \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}$$

$$T_d = - \frac{581.31 \times 3.30}{2} + \frac{|-158.26| - |-474.78|}{3.30} = - 1103.04 \text{ daN}$$

Travée BC

$$T_g = \frac{581.31 \times 3.30}{2} + \frac{|-474.78| - |-158.26|}{3.30} = 1103.04 \text{ daN}$$

$$T_d = - \frac{581.31 \times 3.30}{2} + \frac{|-474.78| - |-158.26|}{3.30} = -959.16 \text{ daN}$$

- **Etat limite de service :**

1) **En appui :**

$$M_0 = 420.60 \times \frac{3.30^2}{8} = 572.54 \text{ daN.m} \rightarrow \text{Travée (AB)}$$

$$M_0 = 1590.39 \times \frac{3.30^2}{8} = 572.54 \text{ daN.m} \rightarrow \text{Travée (BC)}$$

$$\begin{cases} -0.2M_0 = -114.51 \text{ daN.m} \\ -0.6M_0 = -343.53 \text{ daN.m} \\ -0.2M_0 = -114.51 \text{ daN.m} \end{cases}$$

2) **En travée :**

- **Moment dans le cas d'une travée de rive :**

Travée AB

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0.3\alpha); 1.05] M_0 \\ M_t \geq + \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t \geq 361.90 \text{ daN.m} \\ 590.92 \geq 609.30 \text{ daN.m} \end{cases} \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \rightarrow M_t = 380.28 \text{ daN.m}$$

Travée BC

$$\begin{cases} M_t \geq 361.90 \text{ daN.m} \\ 590.92 \geq 842.11 \text{ daN.m} \end{cases} \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \rightarrow M_t = 613.09 \text{ daN.m}$$

- **Efforts tranchants (à l'ELU) :**

Travée AB

$$T_g = \frac{420.60 \times 3.30}{2} + \frac{|-114.51| - |-343.53|}{3.30} = 693.99 \text{ daN}$$

$$T_d = - \frac{420.60 \times 3.30}{2} + \frac{|-114.51| - |-343.53|}{3.30} = - 798.09 \text{ daN}$$

Travée BC

$$T_g = \frac{420.60 \times 3.30}{2} + \frac{|-343.53| - |-114.51|}{3.30} = 798.09 \text{ daN}$$

$$T_d = -\frac{420.60 \times 3.30}{2} + \frac{|-343.53| - |-114.51|}{3.30} = -693.99 \text{ daN}$$

II) Digramme des moments fléchissant et efforts tranchants :

1) Moments fléchissant :

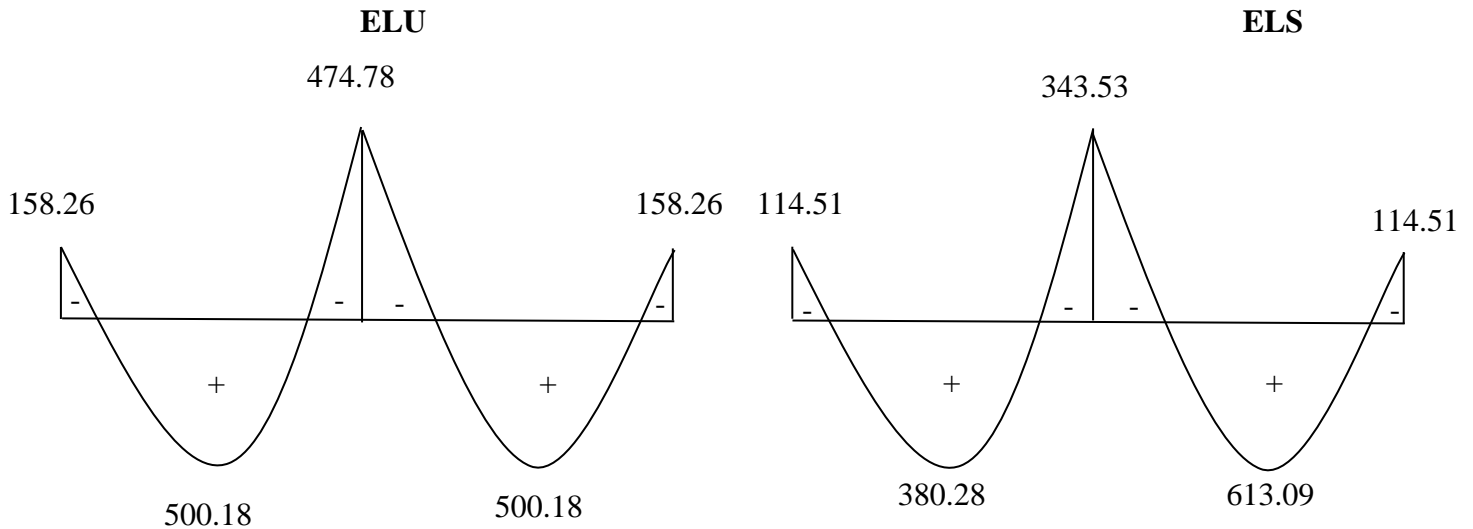


Fig.III.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU et l'ELS du 4^{ème} type de poutrelle.

2) Efforts tranchants :

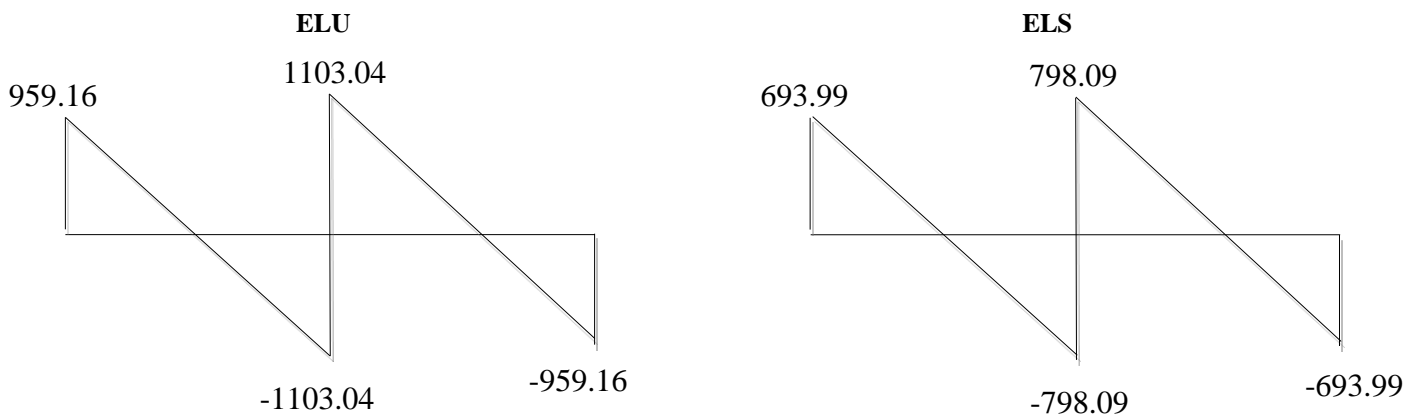


Fig.III.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS du 4^{ème} type de poutrelle.

→ **Type 1 :**

Schéma statique :

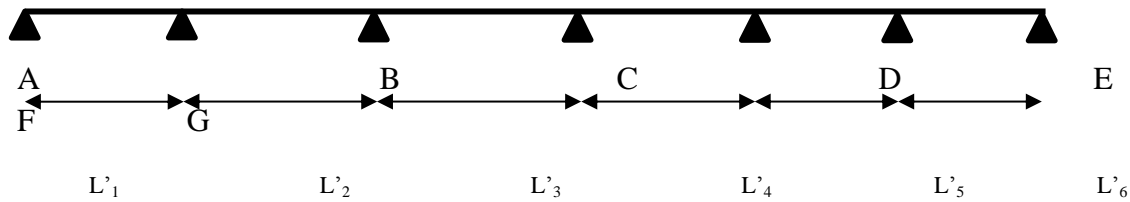


Fig.III.7 : Schéma statique de la poutrelle.

L'1 [m]	L'2 [m]	L'3 [m]	L'4 [m]	L'5 [m]	L'6 [m]
3.20	4.40	3.84	3.04	2.48	2.48

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

La 3^{ème} condition n'est pas vérifiée :

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25 :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,00}{5,50} = 0,727 \leq 1,25 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,80}{3,80} = 1,26 \leq 1,25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Conclusion :

L'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée ; donc le plancher est à charge d'exploitation élevée → **On utilise la méthode de Caquot.**

Application de la méthode de Caquot :

$$\begin{cases} G = 551 \text{ daN/m}^2 \\ Q = 150 \text{ daN/m}^2 \\ \overline{q_u} = 581.31 \text{ daN/ml} \\ q_s = 420.6 \text{ daN/ml.} \end{cases}$$

$$q_u^r = (1,35 \frac{2G}{3} + 1,5Q) \times b = (1,35 \frac{2 \times 551}{3} + 1,5 \times 150) \times 0,60 = 432.54 \text{ daN/ml}$$

$$q_s^r = (\frac{2G}{3} + Q) \times b = (\frac{2 \times 551}{3} + 150) \times 0,60 = 310.4 \text{ daN/ml}$$

I) Moment fléchissant :

➤ **En appuis** $M_i = -\frac{q'(l'_w{}^3 + l'_e{}^3)}{8,5(l'_w + l'_e)}$

Tableau III.4 : Tableau des moments fléchissant en appuis du 1^{er} type de poutrelle.

	M _A [daN.m]	M _B [daN.m]	M _C [daN.m]	M _D [daN.m]	M _E [daN.m]	M _F [daN.m]	M _F [daN.m]
ELU	-521.083	-789.767	-875.746	-626.603	-399.606	-312.976	-312.976
ELS	-373.941	-566.754	-628.454	-449.664	-286.766	-224.598	-224.598

➤ **En travée**

Calcul d'abscisse de M_T maximum (x₀)

$$X_0 = \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i \times q_u} + \frac{l_i}{2}$$

Tableau III.5: Tableau d'abscisse du moment en travée.

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G
ELU	1.89	2.72	2.49	2.00	1.60	1.55
ELS	1.89	2.72	2.49	2.00	1.60	1.55

Moment fléchissant en travées

$$M(X) = \left(\frac{q \times l_i}{2} X - q \times \frac{X^2}{2} \right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i} X - |M_{i-1}|$$

Tableau III.6 : Tableau des moments fléchissant en travée du 1^{er} type de poutrelle.

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G
	M _{AB} [daN.m]	M _{BC} [daN.m]	M _{CD} [daN.m]	M _{DE} [daN.m]	M _{EF} [daN.m]	M _{FG} [daN.m]
ELU	511.076	1365.532	925.316	539.229	342.680	385.323
ELS	373.615	992.939	673.918	393.153	250.042	280.648

➤ **Effort tranchant à l'ELU :**

Tableau III.7 : Tableau des efforts tranchants à l'ELU.

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G
La longueur x	0	0	0	0	0	0
L'effort tranchant à l'appui gauche T_g	1095.449	1582.970	1447.049	1164.225	928.976	901.031
La longueur x	4	5.5	4.80	3.80	3.10	3.10
L'effort tranchant à l'appui gauche T_g	-1229.791	-1614.235	-1343.239	-1044.753	-873.085	-901.031

II) Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants :

1) Moments fléchissant :

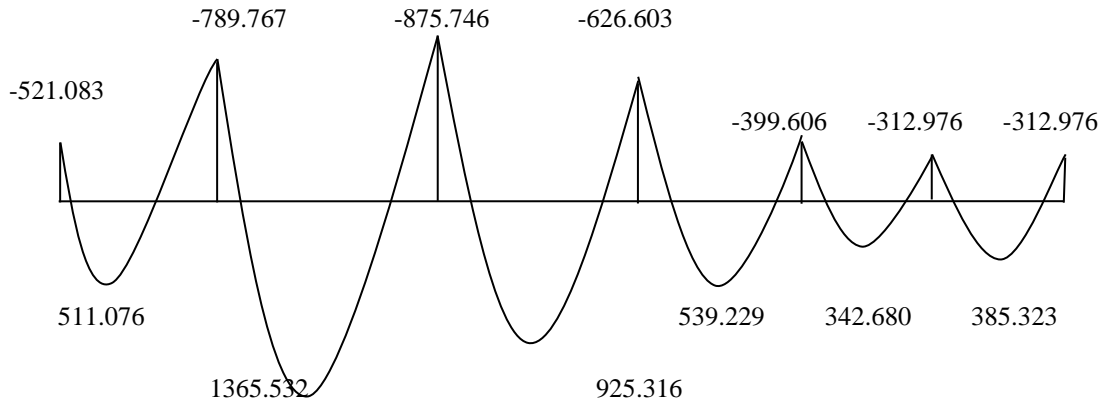


Fig.III.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU du 1^{er} type de poutrelle.

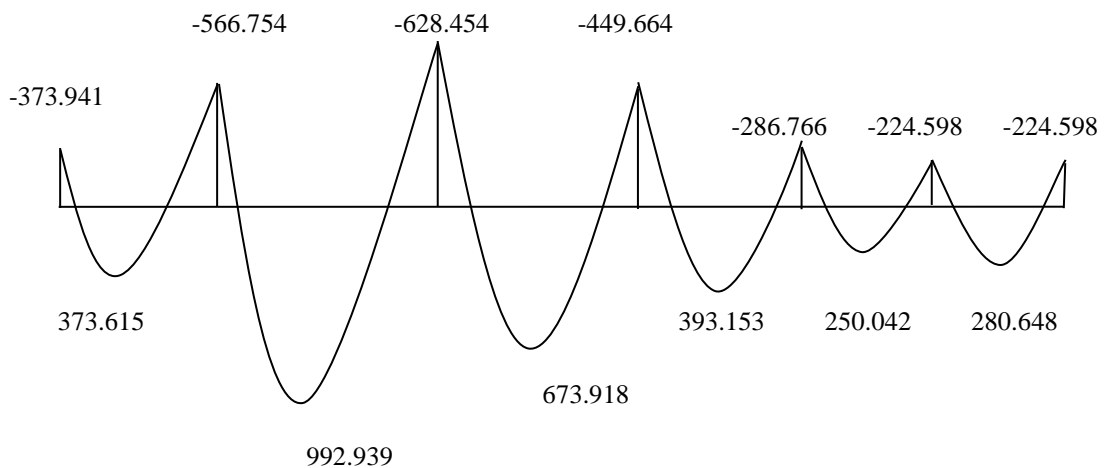


Fig.III.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS du 1^{er} type de poutrelle.

2) Efforts tranchants :

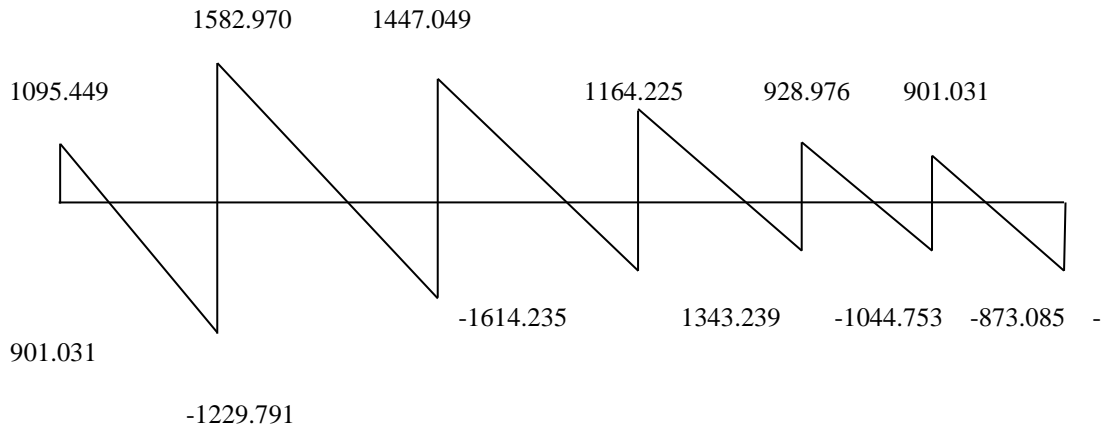


Fig.III.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU du 1^{er} type de poutrelle.

b. Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :

Remarque :

Concernant le calcul de sollicitations des 1^{er} et 5^{eme} types de poutrelles au niveau du plancher de la terrasse inaccessible, ils sont calculés de la même manière que ceux de l'étage courant, leurs moments fléchissant et efforts tranchants sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Tableau.III.8 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux de chaque type de poutrelle.

Type de plancher	Type de poutrelle	Méthode de calcul	Moment en appuis [daN.m]		Moment en travée [daN.m]		Effort tranchant [daN]
			ELU	ELS	ELU	ELS	
Terrasse inaccessible	Type 1	Caquot	-893.968	-649.511	1486.349	1088.622	1715.807
	Type 5	Caquot	-586.448	-425.552	824.534	604.162	1319.865
Etage courant	Type 1	Caquot	-875.146	-628.454	1365.532	992.939	1614.235
	Type 2	Forfaitaire	-524.632	-379.595	749.445	531.428	798.091
	Type 3	Caquot	-985.137	-706.982	1311.694	954.299	1634.131
	Type 4	Forfaitaire	-474.788	-343.535	525.389	613.098	865.024
	Type 5	Caquot	-574.498	-412.275	756.112	550.187	1243.784
RDC	Type 1	Caquot	-1144.589	-899.923	1839.152	1325.201	1858.12
	Type 2	Forfaitaire	-605.851	-433.745	901.035	429.298	1085.432
	Type 3	Caquot	-1428.192	-587.065	1716.162	1269.912	2266.825

	Type 4	Forfaitaire	-589.298	-392.591	633.865	737.701	911.940
	Type 5	Caquot	-694.032	-409.962	845.215	609.584	1437.571

2.3.4. Calcul des armatures longitudinales :

A. En travée

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$M_t^u = 1839.152 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_T = 14,17 \times 60 \times 4 \times \left(22 - \frac{4}{2} \right) = 68016 \text{ N.m} \rightarrow 6801.6 \text{ daN.m}$$

$M_t^u = 18391.52 \text{ N.m} \leq M_T = 68016 \text{ N.m} \rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions

$$(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{18391.52}{14,17 \times 60 \times 22^2} = 0,044$$

$$\mu = 0,044 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

A' N'existe pas et:

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.0625$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0.975$$

Détermination des armatures

$$A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{18391.52}{348 \times 0,975 \times 22} = 2.46 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_a^u = 2.46 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_t^{\text{ser}} = 1325.201 \text{ daN.m}$$

On a :

Flexion simple

Section rectangulaire avec A_s^t

Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A_s^t \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{1839.152}{1325.201} = 1,38 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 > \alpha = 0,085$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times F_{c28} = 15\text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible : aucune vérification de σ_b .

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Choix des armatures 3T12 $\rightarrow A_s^t = 3.39\text{cm}^2$

B. En appuis

➤ **Etat limite ultime (ELU)**

$$M_a^u = - 1428.192 \text{ daN.m}$$

$M_a^u < 0 \rightarrow$ La table de compression se trouve dans la partie tendue et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on néglige les ailettes et la section de calcul devient une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20)$.

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{14281.92}{14,17 \times 60 \times 22^2} = 0,035$$

$$\mu = 0,035 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

A' N'existe pas et :

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.05$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,98$$

Détermination des armatures

$$A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{14281.92}{348 \times 0,98 \times 22} = 1.90 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 1.90 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_a^{ser} = - 899.923 \text{ daN.m}$$

On a :

Flexion simple

Section rectangulaire avec $\bar{\lambda} \leq 1$

Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{1428.192}{899.923} = 1.59 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,42 > \alpha = 0,38 \rightarrow \bar{\sigma}_b < \sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : aucune vérification de σ_s .

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Choix des armatures 1T14 $\rightarrow A = 1.54 \text{ cm}^2$

2.3.5. 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.

$$T_u^{\max} = 2266.825 \text{ daN}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Vérifier si : $T_u^{\max} \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

Tableau.III.9 : Tableau de vérification de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

a [cm]	Effort	T_u^{\max}	$0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$	Conclusion
0.9d				
16.2	Valeur [N]	2266.825	129762	L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

Verifier si :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

Tableau.III.10 : Tableau de vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

	A_l	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$	Conclusion
Valeur [cm ²]	3.39	0.63	L'effort tranchant n'influe pas sur les armatures transversales

c. Verification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne:

Vérifier si:

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Tableau.III.11 : Tableau de vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

T_u^{max} [N]	Contrainte	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Conclusion
	Formule	$\frac{T_u^{max}}{b_0 \times d}$	$\min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right]$	
22668.25	Valeur	0.87	3.3	Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\rightarrow \alpha = 90^\circ$

d. Section des armatures transversales A_t

Tableau.III.12 : Tableau de la section des armatures transversales.

Donner			ϕ_t [mm]		Choix d'armatures	
h[mm]	b_0 [mm]	ϕ_{min} [mm]	Formule	Valeur	Nuance d'acier	A_t
200	120	100	$\min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{lmin} \right)$	6	FeE ₂₃₅	2Ø6 $A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

e. Espacement des armatures transversales δ_t :

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Tableau.III.13 : Tableau de l'espacement des armatures transversales.

Contrainte	τ_u [MPa]	0.37
Espacement [cm]	$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$	56.80
	$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha}$	27.91
	$\delta_{t3} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$	16.20
Choix [cm]	$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3})$	$\delta_t \leq 16.20$
Conclusion	$\delta_t = 15 \text{ cm}$	

2.3.6. Vérification de la flèche :

Suivant les règles de l'article B.7.5/ BAEL91, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

D'une poutre si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les intégrales suivantes sont vérifiées :

a. Vérification de la flèche pour le plancher terrasse :

Tableau.III.14 : Tableau de vérification de la flèche.

Donner				condition	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_a^s} \right)$	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\rho \leq \frac{4,2}{f_e}$			
h [cm]	L [cm]	b ₀ [cm]	A _u choisi [cm ² /ml]	Formule	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_a^s} \right)$	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{A_s^t}{b_0 \times d}$	$\frac{4,2}{f_e}$
24	550	12	3.39	Etage courant	0.044	0.141	0.44	0.0625	0.013	0.0105
					Non vérifiée		Non vérifiée		Non vérifiée	

Conclusion :

Aucunes des trois conditions n'est pas vérifiées ; donc, le calcul de la flèche est nécessaire et pour ça on doit vérifier si : $\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f_{t_{max}} = \frac{1}{500}$

b. Calcul de la flèche :

→ Calcul des charges :

Tableau.III.15 : Tableau de calcul des charges.

	J [daN/ml]	g [daN/ml]	P [daN/ml]
Formule	$(G - G_{cloison}) \times b$	$G \times b$	$(G + Q) \times b$
Valeur	391.2	391.2	451.2

Avec :

j : charge permanente avant la mise en place des cloisons.

P : charge total (G+Q).

G : charge permanente après la mise en place des cloisons.

N.B : le plancher terrasse ne contient pas de cloison.

→ Calcul des moments fléchissant : $M_0 = (q_u l^2 / 8)$

Tableau.III.16 : Tableau de calcul des moments fléchissant.

	M_J^S [daN.m]	M_g^S [daN.m]	M_P^S [daN.m]
Formule	$0.80 M_{0J}$	$0.80 M_{0g}$	$0.80 M_{0P}$
Valeur	1183.38	1183.38	1364.88

→ Calcul du moment d'inertie I_0 :

Tableau.III.17 : Tableau de calcul du moment d'inertie.

	y_1 [cm]	y_2 [cm]	V_1 [cm]	V_2 [cm]	I_0 [cm ⁴]
Formule	$h_0/2$	$(h-h_0)/2 + h_0$	$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$	$V_2 = h - V_1$	$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} + \frac{b V_2^3}{3} + n \cdot A (V_2 - Cx)^2$
Valeur	2	14	9.34	14.66	34080.113

→ Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations σ_s :

Tableau.III.18 : Tableau de calcul des contraintes d'acier.

	ρ	ρ_1	β_1	σ_s^J [MPa]	σ_s^g [MPa]	σ_s^P [MPa]
Formule	$\frac{A}{b_0 \cdot d}$	100ρ	Tableau	$\frac{M_J}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$	$\frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$	$\frac{M_P}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$
Valeur	0.01307	1.307	0.8144	198.44	198.44	228.87

Tableau.III.19 : Tableau de calcul de μ_g, μ_p et μ_j :

	f_{t28} [MPa]	μ_j	μ_g	μ_p
Formule	$0.6 + 0.06 f_{c28}$	$1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{ij} + f_{t28}} \right]$	$1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right]$	$1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right]$
Valeur	2.1	0.705	0.705	0.738

→ Calcul des moments fictifs I_f :

Tableau.III.20 : Tableau de calcul des moments fictifs.

	λ_i	λ_v	$I_{ij}^i [cm^4]$	$I_{fg}^i [cm^4]$	$I_{fg}^v [cm^4]$	$I_{fp}^i [cm^4]$
Formule	$\frac{0,05 \cdot f_{c28}}{\left(2+3\frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho}$	$\frac{2}{5} \lambda_i$	$\frac{1,1 \cdot I_0}{(1+\lambda_i \cdot \mu_j)}$	$\frac{1,1 \cdot I_0}{(1+\lambda_i \cdot \mu_g)}$	$\frac{1,1 \cdot I_0}{(1+\lambda_v \cdot \mu_g)}$	$\frac{1,1 \cdot I_0}{(1+\lambda_i \cdot \mu_p)}$
Valeur	3.09	1.236	11789.88	11789.88	20027.05	11427.84

Avec :

λ_i : Coefficient pour les déformations instantanées ;

λ_v : Coefficient pour les déformations différées.

→ Calcul des flèches partielles f :

Tableau.III.21 : Tableau de calcul des flèches partielles.

	E_i	E_v	$f_j^i [cm^4]$	$f_g^i [cm^4]$	$f_g^v [cm^4]$	$f_p^i [cm^4]$
Formule	$1000 \sqrt[3]{f_{c28}}$	$3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$	$\frac{M_j \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fj}^i}$	$\frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}^i}$	$\frac{M_g \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fg}^v}$	$\frac{M_p \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fp}^i}$
valeur	32164.20	10818.87	0.94	0.94	1.65	1.12

Avec :

E_i : Module de déformation longitudinale instantanée du béton ;

E_v : Module de déformation longitudinale différée du béton .

→ Flèche totale et flèche admissible :

Tableau.III.22 : Tableau de calcul de la flèche totale et admissible.

	$\Delta f_t [cm]$	$\Delta f_{t \max} [cm]$	Condition
Formule	$(f_{\xi_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{\xi_i})$	1/500	Vérifiée
Valeur	0.89	1.1	

2.3.7. Dessin de ferrailage :

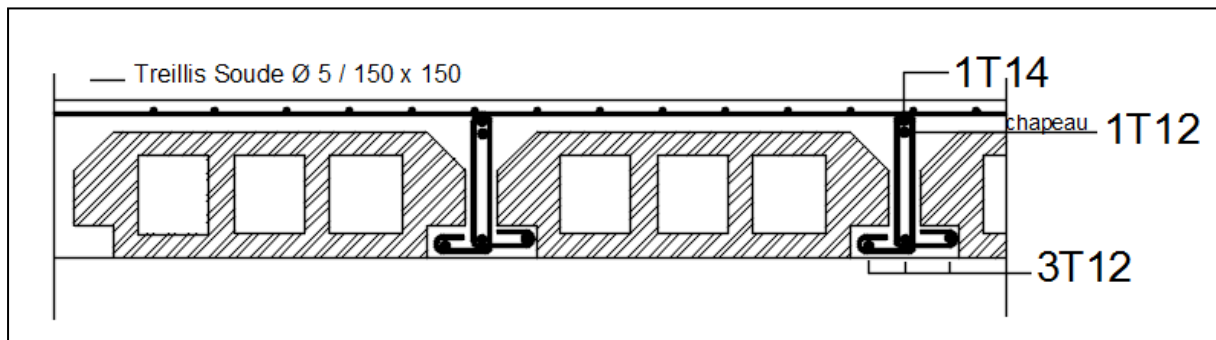


Fig.III.11 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

3. Plancher dalle pleine :

3.1.Méthode de calcul :

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions, et le calcul se fait en flexion simple.

Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

→ La dalle est considérée comme un panneau reposant sur 4 cotés.

→ Considérons 2 bandes.

- Une bande suivant le sens x de longueur l_x de largeur 1 m .
- Une bande suivant le sens y de longueur l_y de largeur 1 m .

→ Une charge élémentaire P appliquée sur une bande de 1 m perpendiculaire aux lignes d'appui à l'ELUR et à l'ELS.

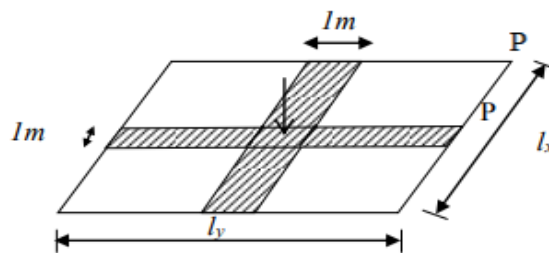


Fig.III.12 : Principe de calcul.

Conclusion :

Sous l'effet de la charge :

- Chaque bande se déforme.
- Chaque bande dans un sens est soulagée par une série de bande élastique dans la deuxième sens.

→ **Diamètre des armatures :**

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

D'après l'article A.7.2,2 BAEL91, on a :

$$\Phi \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec : } h_d = 16 \text{ cm} \rightarrow \Phi \leq \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm}$$

On prendra : $\Phi = 1 \text{ cm}$

→ **Calcul de l'enrobage et des hauteurs utiles :**

On a : $h_0 = 16 \text{ cm}$ et $a = 1 \text{ cm}$ (Fissuration peu préjudiciable).

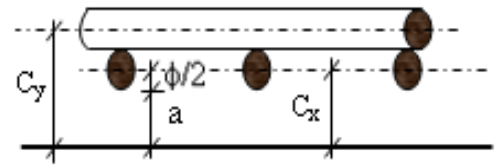


Fig.III.13 : Enrobage.

Tableau.III.23 : Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine.

Diamètre des armatures Φ [cm]	Enrobage c [cm]		Hauteur utile d [cm]	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
$\Phi \leq \frac{h_d}{10}$	$C_x = a + \frac{\Phi}{2}$	$C_y = a + \Phi + \frac{\Phi}{2}$	$d_x = h_d - C_x$	$D_y = h_d - C_y$
1	1.5	2.5	14.5	13.5

→ **Espacement maximale des armatures :**

Ecartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d ; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16 ; 33) \rightarrow \delta = 33 \text{ cm}$

→ **Evaluation des charges et combinaisons fondamentales :**

D'après la descente des charges effectuée dans chapitre II ; on a :

Tableau.III.24 : Tableau des combinaisons fondamentales du plancher bas RDC.

Etat	Charges [daN/m ²]		Combinaison d'action			Pour une bande de 1m de largeur		
	G	Q	Symbole	Formule	Valeur [daN/m ²]	Symbole	Formule	Valeur [daN/m]
ELU	631	250	q_u	$1.35 G + 1.5 Q$	1226.85	q_u	$q_u \times 1$	1226.85
ELS			q_s	$G + Q$	881	q_s	$q_s \times 1$	881

→ **Calcul des sollicitations :**

$$\text{Moment fléchissant : } \begin{cases} M_x^u = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x \\ M_y^u = \mu_y \times M_x^u \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f\left(\rho = \frac{l_x}{l_y}; \nu\right)$

et Coefficient de poisson : $\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{Pour le béton fissuré [ELU]} \\ \nu = 0,2 \rightarrow \text{Pour le béton non fissuré [ELS]} \end{cases}$

→ **Mode d'encastrement :**

On prend en compte la continuité telle qu'elle est préconisée dans le BAEL91 :

- **Sur appui :**

0.3 M_0 → Pour un appui de rive ;

0.5 M_0 → Pour un appui intermédiaire.

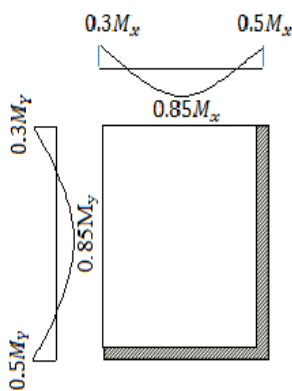
- **En travée :**

0.85 M_0 → Pour une dalle de rive ;

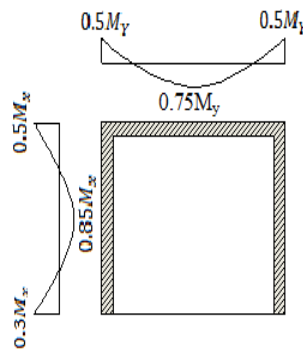
0.75 M_0 → Pour une dalle intermédiaire.

Avec :

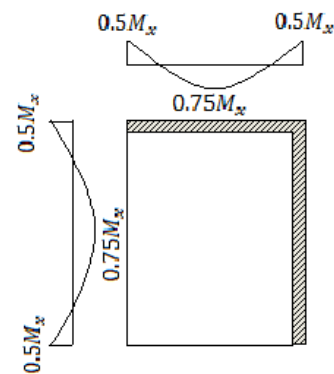
M_0 : Moment de flexion pour la dalle considérée isostatique.



Type 1



Type 2



Type 3

Fig.III.14 : schéma représentatif des différents types de panneaux avec diagramme des moments fléchissant.

3.2. Calcul des moments fléchissant :

Type1

$$L_x = 2.80 \text{ m} ; L_y = 5.15 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{280}{515} = 0.54 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte suivant deux sens.}$$

a. Etat limite ultime (ELU)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{280}{515} = 0.54 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$M_x^u = \mu_x \times q^u \times l_x^2 = 0.0908 \times 1226.85 \times 2.80^2 = 873.36 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y \times M_x^u = 0.2500 \times 873.36 = 218.34 \text{ daN.m}$$

A. En travée

$$M_{ox} = 0.85 \times M_x^u = 0.85 \times 873.36 = 742.356 \text{ daN.m}$$

$$M_{oy} = 0.85 \times M_y^u = 0.85 \times 218.34 = 185.589 \text{ daN.m}$$

B. En appuis

- Appuis intermédiaires

$$M_{aix} = -0.5 \times M_x^u = -0.5 \times 873.36 = -436.68 \text{ daN.m}$$

$$M_{aiy} = -0.5 \times M_y^u = -0.5 \times 218.34 = -109.17 \text{ daN.m}$$

- Appuis de rive

$$M_{arx} = -0.3 \times M_x^u = -0.3 \times 873.36 = -262.01 \text{ daN.m}$$

$$M_{ary} = -0.3 \times M_y^u = -0.3 \times 218.34 = -65.502 \text{ daN.m}$$

b. Etat limite de service

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{280}{515} = 0.54 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0948 \\ \mu_y = 0.4050 \end{cases}$$

$$M_x^s = \mu_x \times q^s \times l_x^2 = 0.0948 \times 881 \times 2.80^2 = 654.787 \text{ daN.m}$$

$$M_y^s = \mu_y \times M_x^s = 0.4050 \times 654.787 = 265.189 \text{ daN.m}$$

A. En travée

$$M_{ox} = 0.85 \times M_x^s = 0.85 \times 654.787 = 556.569 \text{ daN.m}$$

$$M_{oy} = 0.85 \times M_y^s = 0.85 \times 265.189 = 225.411 \text{ daN.m}$$

B. En appuis

- Appuis intermédiaires

$$M_{aix} = -0.5 \times M_x^s = -0.5 \times 654.787 = -327.393 \text{ daN.m}$$

$$M_{aiy} = -0.5 \times M_y^s = -0.5 \times 265.189 = -132.594 \text{ daN.m}$$

- Appuis de rive

$$M_{arx} = -0.3 \times M_x^s = -0.3 \times 654.787 = -196.436 \text{ daN.m}$$

$$M_{ary} = -0.3 \times M_y^s = -0.3 \times 265.189 = -79.557 \text{ daN.m}$$

Type2

$$L_x = 3.7 \text{ m} ; L_y = 4.45 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{370}{445} = 0.83 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte suivant deux sens.}$$

a. Etat limite ultime (ELU)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{370}{445} = 0.83 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases}$$

$$M_x^u = \mu_x \times q^u \times l_x^2 = 0.0528 \times 1226.85 \times 3.70^2 = 886.81 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y \times M_x^u = 0.2500 \times 886.81 = 575.892 \text{ daN.m}$$

A. En travée

$$M_{ox} = 0.75 \times M_x^u = 0.75 \times 886.81 = 665.107 \text{ daN.m}$$

$$M_{oy} = 0.85 \times M_y^u = 0.85 \times 575.892 = 489.508 \text{ daN.m}$$

B. En appuis

- Appuis intermédiaires

$$M_{aix} = -0.5 \times M_x^u = -0.5 \times 886.81 = - 443.405 \text{ daN.m}$$

$$M_{aiy} = -0.5 \times M_y^u = -0.5 \times 575.892 = - 287.946 \text{ daN.m}$$

- Appuis de rive

$$M_{arx} = -0.5 \times M_x^u = -0.3 \times 886.81 = - 443.405 \text{ daN.m}$$

$$M_{ary} = -0.3 \times M_y^u = -0.3 \times 575.892 = - 127.767 \text{ daN.m}$$

b. Etat limite de service

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{370}{445} = 0.83 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0607 \\ \mu_y = 0.7381 \end{cases}$$

$$M_x^s = \mu_x \times q^s \times l_x^2 = 0.0607 \times 881 \times 3.70^2 = 732.096 \text{ daN.m}$$

$$M_y^s = \mu_y \times M_x^s = 0.4050 \times 732.096 = 540.360 \text{ daN.m}$$

A. En travée

$$M_{ox} = 0.75 \times M_x^s = 0.75 \times 732.096 = 549.072 \text{ daN.m}$$

$$M_{oy} = 0.85 \times M_y^s = 0.85 \times 540.360 = 459.306 \text{ daN.m}$$

B. En appuis**- Appuis intermédiaires**

$$M_{aix} = -0.5 \times M_x^s = -0.5 \times 732.096 = - 366.048 \text{ daN.m}$$

$$M_{aiy} = -0.5 \times M_y^s = -0.5 \times 540.360 = - 270.18 \text{ daN.m}$$

- Appuis de rive

$$M_{arx} = -0.3 \times M_x^s = -0.3 \times 732.096 = - 366.048 \text{ daN.m}$$

$$M_{ary} = -0.3 \times M_y^s = -0.3 \times 540.360 = - 162.108 \text{ daN.m}$$

Type3

$$L_x = 3.70 \text{ m} ; L_y = 5.15 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{370}{515} = 0.72 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte suivant deux sens.}$$

a. Etat limite ultime (ELU)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{370}{515} = 0.72 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0658 \\ \mu_y = 0.4624 \end{cases}$$

$$M_x^u = \mu_x \times q^u \times l_x^2 = 0.0658 \times 1226.85 \times 3.70^2 = 1105.149 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y \times M_x^u = 0.4624 \times 1105.149 = 511.021 \text{ daN.m}$$

A. En travée

$$M_{ox} = 0.75 \times M_x^u = 0.75 \times 1105.149 = 828.862 \text{ daN.m}$$

$$M_{oy} = 0.75 \times M_y^u = 0.75 \times 511.021 = 383.266 \text{ daN.m}$$

B. En appuis

- Appuis intermédiaires

$$M_{aix} = -0.5 \times M_x^u = -0.5 \times 1105.149 = -552.574 \text{ daN.m}$$

$$M_{aiy} = -0.5 \times M_y^u = -0.5 \times 511.021 = -225.511 \text{ daN.m}$$

- Appuis de rive

$$M_{arx} = -0.5 \times M_x^u = -0.3 \times 1105.149 = -331.545 \text{ daN.m}$$

$$M_{ary} = -0.5 \times M_y^u = -0.3 \times 511.021 = -153.306 \text{ daN.m}$$

b. Etat limite de service

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{370}{515} = 0.72 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0719 \\ \mu_y = 0.6063 \end{cases}$$

$$M_x^s = \mu_x \times q^s \times l_x^2 = 0.0719 \times 881 \times 3.70^2 = 867.178 \text{ daN.m}$$

$$M_y^s = \mu_y \times M_x^s = 0.6063 \times 867.178 = 525.77 \text{ daN.m}$$

A. En travée

$$M_{ox} = 0.75 \times M_x^s = 0.75 \times 867.178 = 650.383 \text{ daN.m}$$

$$M_{oy} = 0.75 \times M_y^s = 0.75 \times 525.77 = 394.327 \text{ daN.m}$$

B. En appuis

- Appuis intermédiaires

$$M_{aix} = -0.5 \times M_x^s = -0.5 \times 867.178 = - 433.589 \text{ daN.m}$$

$$M_{aiy} = -0.5 \times M_y^s = -0.5 \times 525.77 = - 262.885 \text{ daN.m}$$

- Appuis de rive

$$M_{arx} = -0.5 \times M_x^s = -0.5 \times 867.178 = - 433.589 \text{ daN.m}$$

$$M_{ary} = -0.5 \times M_y^s = -0.5 \times 525.77 = - 262.885 \text{ daN.m}$$

Tableau.III.25 : Tableau des moments fléchissant des panneaux de forme irrégulière.

Sens	ELU ($\nu = 0$)		ELS ($\nu = 0.2$)	
	M_t [daN.ml]	M_a [daN.ml]	M_t [daN.ml]	M_a [daN.ml]
Sens x-x	828.862	552.574	650.383	433.589
Sens y-y	489.508	287.946	459.306	270.18

3.3. Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Sens x-x :

A. En travée :

➤ **Etat limite ultime (ELU)**

$$M_{tx}^u = 8288.62 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{8288.62}{14.17 \times 100 \times 14.5^2} = 0.028$$

$$\mu = 0.028 < \mu_L = 0.392 \rightarrow \text{A n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.0375$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.985$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{8288.62}{348 \times 0.985 \times 14.5} = 1.67 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 1.67 \text{ cm}^2$$

Espacement maximale des armatures :

L'écartement des armatures : $e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Choix des armatures :

$$4\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_{tx}^s = 6503.83 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans
 - Acier FeE400
- $$A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{8288.62}{6503.83} = 1.27$$

$$\frac{1.27-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.385 > \alpha = 0.0375$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

B. En appuis :➤ **Etat limite ultime (ELU)**

$$M_{au} = 5525.74 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{5525.74}{14.17 \times 100 \times 14.5^2} = 0.0185$$

$$\mu = 0.0185 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A \text{ n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.0237$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{5525.74}{348 \times 0.99 \times 14.5} = 1.11 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 1.11 \text{ cm}^2$$

Espacement maximale des armatures :

L'écartement des armatures : $e \leq \min (3h_d ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Choix des armatures :

$$4\text{T}10 / \text{ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}10 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_{ax}^s = 4335.89 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans
 - Acier FeE400
- $$A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{5525.74}{4335.89} = 1.27$$

$$\frac{1.27 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.385 > \alpha = 0.0237$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Sens y-y :

A. En travée :

➤ **Etat limite ultime (ELU)**

$$M_{ty}^u = 4895.08 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{4895.08}{14.17 \times 100 \times 13.5^2} = 0.019$$

$$\mu = 0.029 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A \text{ n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{4895.08}{348 \times 0.99 \times 13.5} = 1.05 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 1.28 \text{ cm}^2$$

Espacement maximale des armatures :

$$L'écartement des armatures : e \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$4\text{T}10/\text{ml} \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_{ty}^s = 4593.06 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{?} \\ \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa} \end{array} \right\} A'$$

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{4895.08}{4593.06} = 1.07$$

$$\frac{1.27-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.285 > \alpha = 0.025$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

B. En appuis :

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$M_{au} = 2879.46 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{2879.46}{14.17 \times 100 \times 13.5^2} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A \text{ n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.0138$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.99$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{2879.46}{348 \times 0.99 \times 13.5} = 0.65 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max (A_{cal} ; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 1.28 \text{ cm}^2$$

Espacement maximale des armatures :

$$L'écartement des armatures : e \leq \min (3h_d ; 33\text{cm}) = \min (3 \times 16 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

Choix des armatures :

$$4T10/ml \rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T10 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_{ay}^s = 2701.8 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{2879.46}{2701.8} = 1.06$$

$$\frac{1.06-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.28 > \alpha = 0.0138$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

3.4. Vérification des contraintes de cisaillement :

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes remplies :

- La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur { article A5.2.2BAEL91 }
- Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées.
- La contrainte tangentielle $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Détermination de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d};$$

$$T_{max}^u = ?$$

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} \rightarrow T_x^u = 1792.13 \text{ daN}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 \times l_x^4} \rightarrow T_y^u = 664.588 \text{ daN}$$

$$T_{max}^u = \max(T_x^u ; T_y^u) = 1792.13 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{17921.3}{100 \times 14.5 \times 100} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1.25 \text{ MPa} \rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.5. Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

(Pour le panneau le plus défavorable type 3)

- La vérification de la flèche se fait sous la combinaison (G + P).
- Les flèches sont calculées en utilisant la méthode d'R.D.M. en faisant certaines modifications pour prendre en compte les fissures dans les zones tendues.

Pour un hourdis (dalle pleine) portant sur quatre cotés ; la vérification de flèche n'est pas nécessaire si :

$$\frac{h}{l_x} > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \text{ (} f_e \text{ en MPa)}$$

M_x : Moment pour une bande de 1 m de largeur d'une dalle reposant simplement sur son pourtour.

M_{tx} : Moment en travée prenant en compte l'effet de l'encastrement ou de la continuité.

N.B : les moments M_{tx} et M_x sont les moments de service

$$\frac{16}{370} = 0.043 > \frac{650.383}{20 \times 867.178} = 0.037 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{3.14}{100 \times 14.5} = 0.002 \leq \frac{2}{400} = 0.005 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

3.6. Schéma de ferrailage :

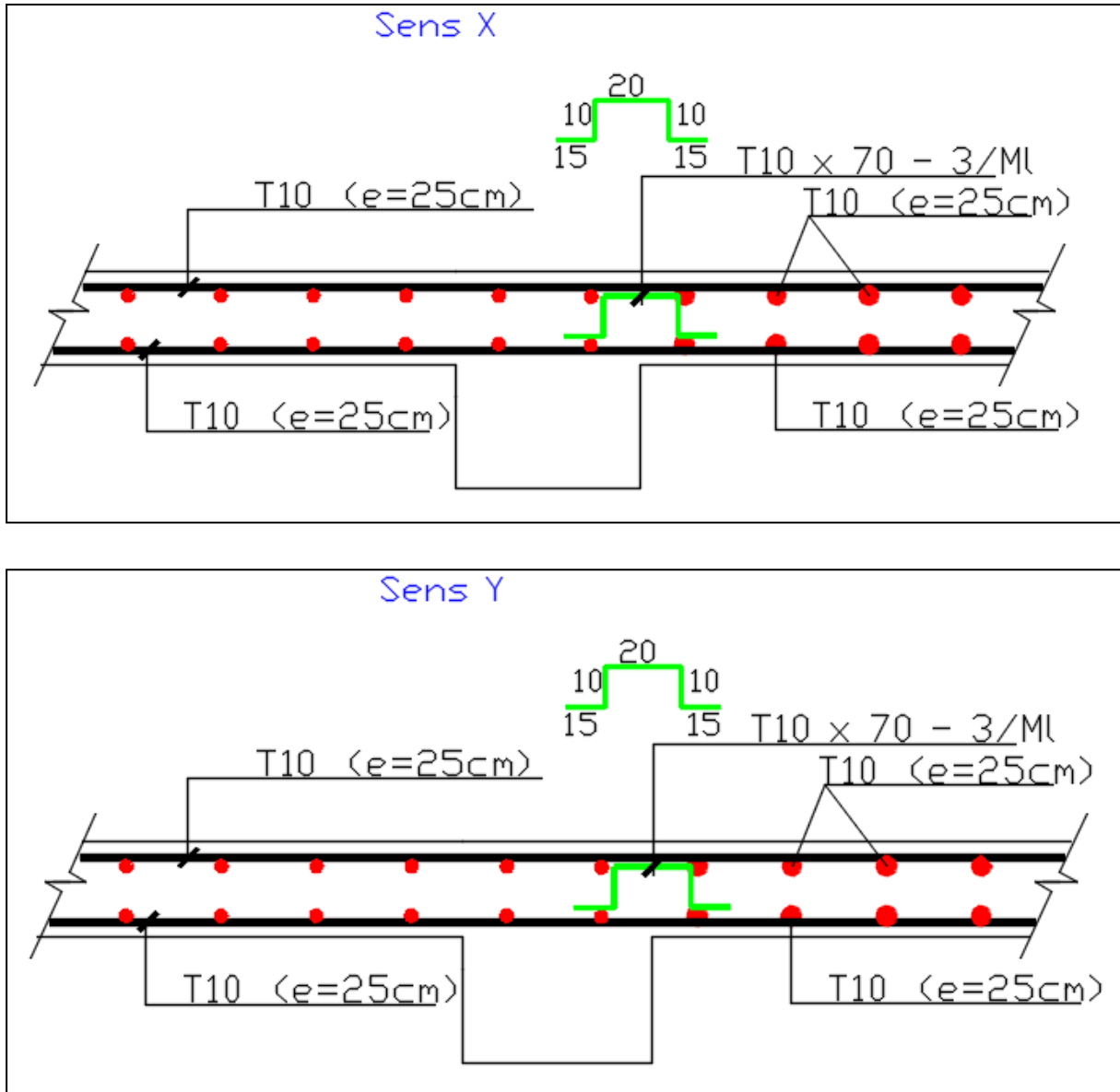


Fig.III.15 : Dessin de ferrailage de la dalle pleine.

Chapitre IV

Etude des éléments non
Structuraux

1. Etude d'escalier :

L'escalier est un élément indépendant et important dans une structure, il est constitué d'une suite de marches permettant l'accès verticale entre les niveaux successives.

Il est soumis à des forces diverses (poids propre, surcharges...) et conçu d'une façon à être parcouru par les utilisateurs d'une manière confortable avec un minimum d'effort et maximum de sécurité.

1.1. Type d'escalier :

Dans notre structure, le type d'escalier utilisé est un escalier à deux volées

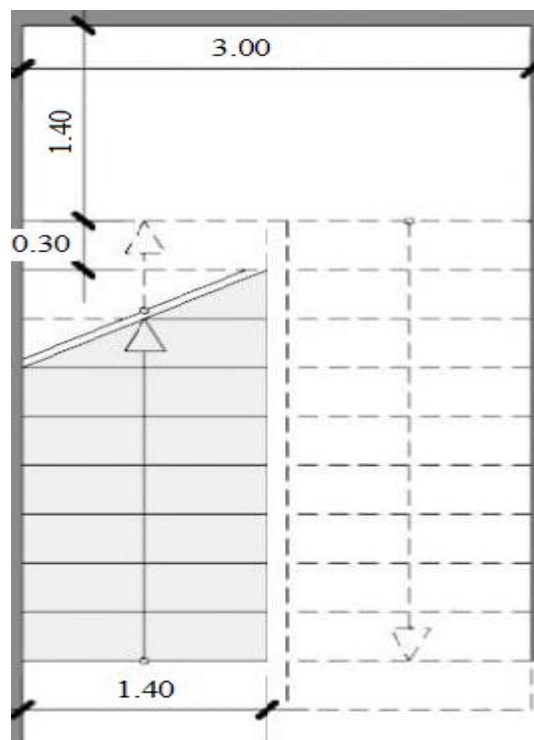


Fig.IV.1. : vue en plan de l'escalier.

1.2. Pré-dimensionnement de l'escalier :

Le pré-dimensionnement des escaliers doit respecter la formule suivante de (BLONDE) :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

h : La hauteur de la marche en (cm) ;

g : Le giron en (cm) (largeur de la marche).

$$g = \frac{L}{n-1} \quad ; \quad \begin{cases} n: \text{nombre de contre marches.} \\ n-1: \text{nombre de marches} \end{cases}$$

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

En remplaçant dans (1) on trouve :

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

- Escaliers étages courants :

Volée (1) :

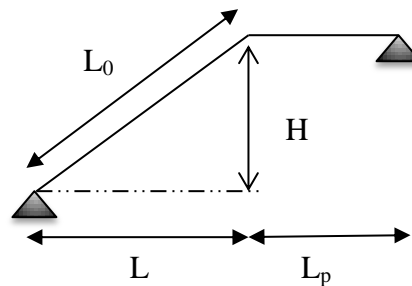
L : la projection horizontale de la volée.

H : hauteur de la volée.

$$L = 2.40 \text{ m}$$

$$H = 1.53 \text{ m}$$

$$L_p = 1.40 \text{ m}$$



En remplaçant en (2) on trouve :

$$(2) = 64 \times n^2 - (0.64 + 2 \times 1.53 + 2.40) \times n + 2 \times 1.53 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve :

$$n = 9$$

$$n - 1 = 8$$

Donc :

$$h = \frac{1.53}{9} = 17 \text{ cm}$$

$$g = \frac{2.40}{8} = 30 \text{ cm}$$

- Détermination de l'épaisseur de la paillasse et du palier :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} \rightarrow \tan \alpha = \frac{170}{300} \rightarrow \alpha = 29.54^\circ$$

$$L_0 = L_R = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{1,53^2 + 2,40^2} = 2,85 \text{ m}$$

$$L_0 + L_{\text{palier}} = 2,85 + 1,40 = 4.25 \text{ m}$$

- Epaisseur du palier et du paillasse :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{425}{30} < e < \frac{425}{20} \Rightarrow 14.16 < e < 21.25 \text{ (cm)}$$

On prend : $e_p = 16 \text{ cm}$ (paillasse et palier)

- Escalier de sous-sol :

On prend $h = 17$ et $g = 30$

h_e : la hauteur d'étage. (2,80 m)

$$H = \frac{he}{2} = 130 \text{ cm};$$

Calcul du nombre de contre marche :

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow n = \frac{130}{17} = 8$$

$n = 8$ (contre marches)

$n-1 = 7$ (marches)

D'autre part $L = (n-1)g \Rightarrow L = (8-1) \times 30 = 210 \text{ cm}$.

- Détermination de l'épaisseur de la paillasse et du palier :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

$$L' = L_R = \sqrt{H^2 + L^2} = \sqrt{1,30^2 + 2,1^2} = 2,47 \text{ m}$$

$$L' + L_{\text{palier}} = 2,47 + 1,40 = 3,87 \text{ m}$$

- Epaisseur du palier et de la paillasse :

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{387}{30} < e < \frac{387}{20} \Rightarrow 12,9 < e < 19,35 \text{ (cm)}$$

On prend : $e_p = 16 \text{ cm}$ (paillasse et palier).

1.3. Descente des charges :

➤ **Paillasse :**

→ **Charges permanentes :**

1. Revêtement horizontale (carrelage ; mortier de pose ; sable) = **120 daN/m²**
2. Revêtement verticale (**120 daN/m² × $\frac{h}{g}$**) = **68 daN/m²**
3. Poids propre des marches (**2200 × $\frac{h}{2}$**) = **187 daN/m²**
4. Poids propre de la paillasse (**2500 × $\frac{e_{\text{paillasse}}}{\cos \alpha}$**) = **460 daN/m²**

5. Enduit au ciment (1.5 cm) $(1800 \times \frac{0.015}{\cos \alpha}) \dots\dots\dots = 31 \text{ daN/m}^2$

$\rightarrow G = 866 \text{ daN/m}^2$

\rightarrow Charges d'exploitation :

$Q = 250 \text{ daN/m}^2$

➤ Palier :

\rightarrow Charges permanentes :

1. Revêtement horizontal $\dots\dots\dots = 120 \text{ daN/m}^2$

4. Poids propre du palier $(2500 \times e_{palier}) \dots\dots\dots = 400 \text{ daN/m}^2$

5. Enduit au ciment (1.5 cm) $(1800 \times 0.015) \dots\dots\dots = 27 \text{ daN/m}^2$

$\rightarrow G = 547 \text{ daN/m}^2$

\rightarrow Charges d'exploitation :

$Q = 250 \text{ daN/m}^2$

1.4. Combinaison fondamentales :

Tableau.IV.1 : Tableau des combinaisons fondamentales.

	Elément	Charges [daN/m ²]		Combinaison d'action			Pour une bande de 1m de largeur		
		G	Q	Symbole	Formule	Valeur [daN/m ²]	Symbole	Formule	Valeur [daN/m ²]
ELU	Paillasse	866	250	$\overline{q_1^u}$	1.35G+1.5Q	1544.1	$\overline{q_1^u}$	$\overline{q_1^u} \times 1$	1544.1
	Palier	547		$\overline{q_2^u}$		1113.45	$\overline{q_2^u}$	$\overline{q_2^u} \times 1$	1113.45
ELS	Paillasse	866		$\overline{q_1^s}$	G + Q	1116	$\overline{q_1^s}$	$\overline{q_1^s} \times 1$	1116
	Palier	547		$\overline{q_2^s}$		797	$\overline{q_2^s}$	$\overline{q_2^s} \times 1$	797

1.5. Etude de l'élément 1 (paillasse + palier) :

1.5.1. Calcul des sollicitations :

a. Escalier étage courant :

➤ Schéma statique :

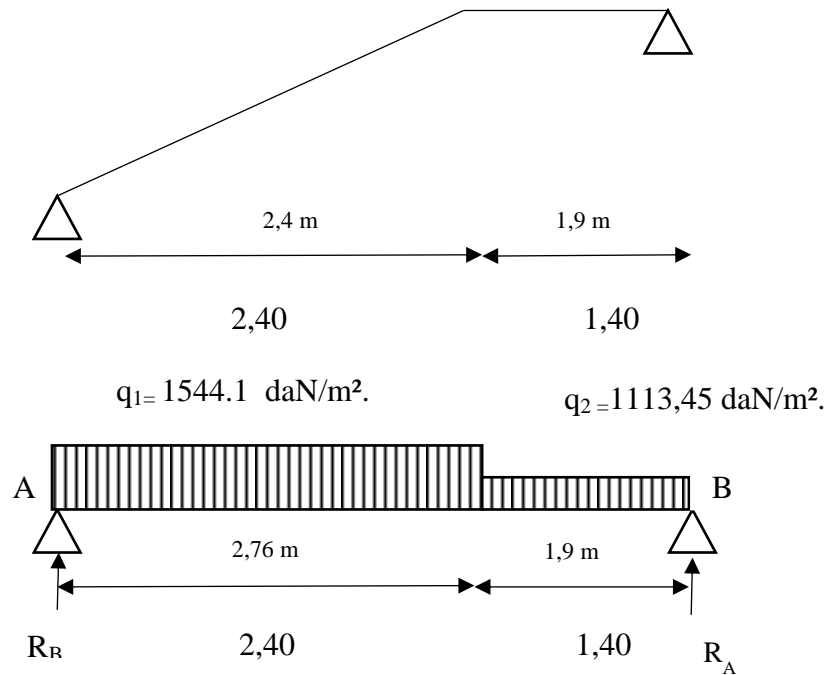


Fig.IV.2 : Schéma statique du type d'escalier.

➤ **Calcul des réactions :**

Tableau.IV.2 : Tableau des réactions à l'ELU et l'ELS.

Formule		R_A [daN]	R_B [daN]	Vérification
		$\sum M/B = 0$	$\sum M/A = 0$	$\sum F_V = 0$
Valeur	ELU	2822.73	2421.43	Condition vérifiée
	ELS	2038.13	1741.39	Condition vérifiée

➤ **Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :**

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2.40$ m

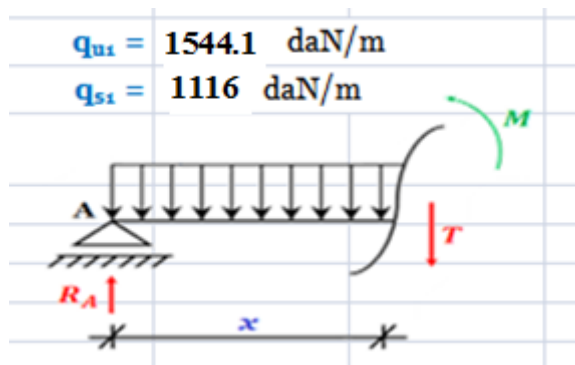


Fig.IV.3 : Schéma statique de la section 1-1

Tableau.IV.3 : Tableau des moments fléchissant et des efforts tranchants de la section 1-1.

		Formule	Valeur	
			Pour x = 0	Pour x = 2.4 m
M (x) [daN.m]	ELU	$R_A x - (q_1 \times \frac{x^2}{2})$	0	2327.54
	ELS		0	1677.43
T (x) [daN]	ELU	$R_A - (q_1 \times x)$	2822.73	-883.11
	ELS		2038.13	-640.27

Section 2-2 : $2,40 \leq x \leq 3.7$

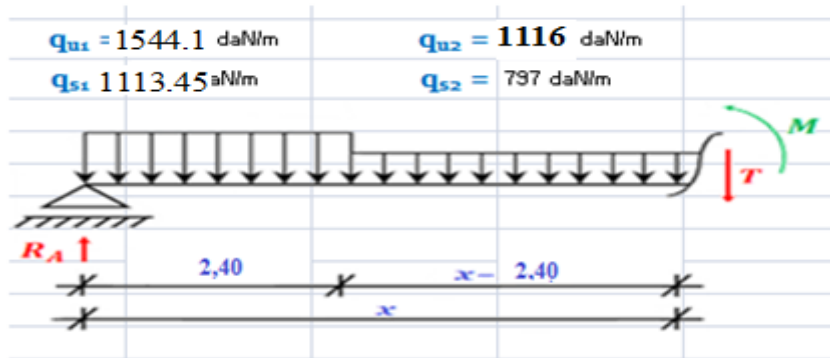


Fig.IV.4 : Schéma statique de la section 2-2.

Tableau.IV.4 : Tableau des moments fléchissant et des efforts tranchants de la section 2-2.

		Formule	Valeur	
			Pour x = 2.4 m	Pour x = 3.8 m
M (x) [daN.m]	ELU	$R_A x - 2,40(x-2,40/2) q_{u1} - \frac{(x-2,40)^2}{2} q_{u2}$	2327.54	0
	ELS		1677.43	0
T (x) [daN]	ELU	$R_A - 2,40 q_{u1} - (x - 2,40) q_{u2}$	-883.11	-2441.94
	ELS		-640.27	-1756.07

➤ **Calcul des moments fléchissant maximaux :**

$$M(x) = R_A \cdot x - (q_1 \times \frac{x^2}{2})$$

Tableau.IV.5 : Tableau des moments fléchissant maximaux en travée et en appui.

	x_m [m]		M_{max} [daN.m]	M_t [daN.m]	M_a [daN.m]
	Formule	Valeur			
ELU	$T(x_m)=0$ ↓	1.83	2586.95	2069.56	-517.39
ELS	$R_A - q_l x_m = 0$		1866.06	1492.85	-373.21

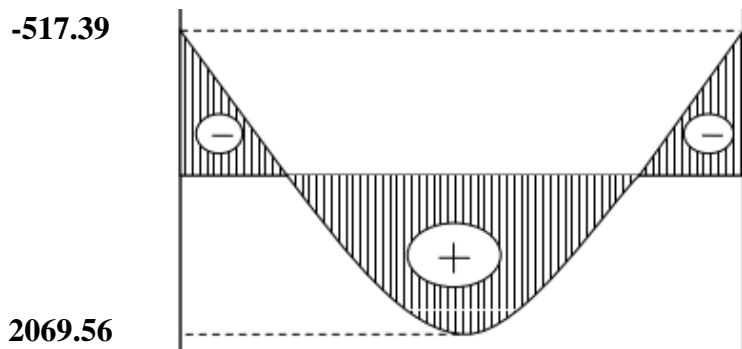


Fig.IV.5 : Diagramme des moments en appuis et travées.

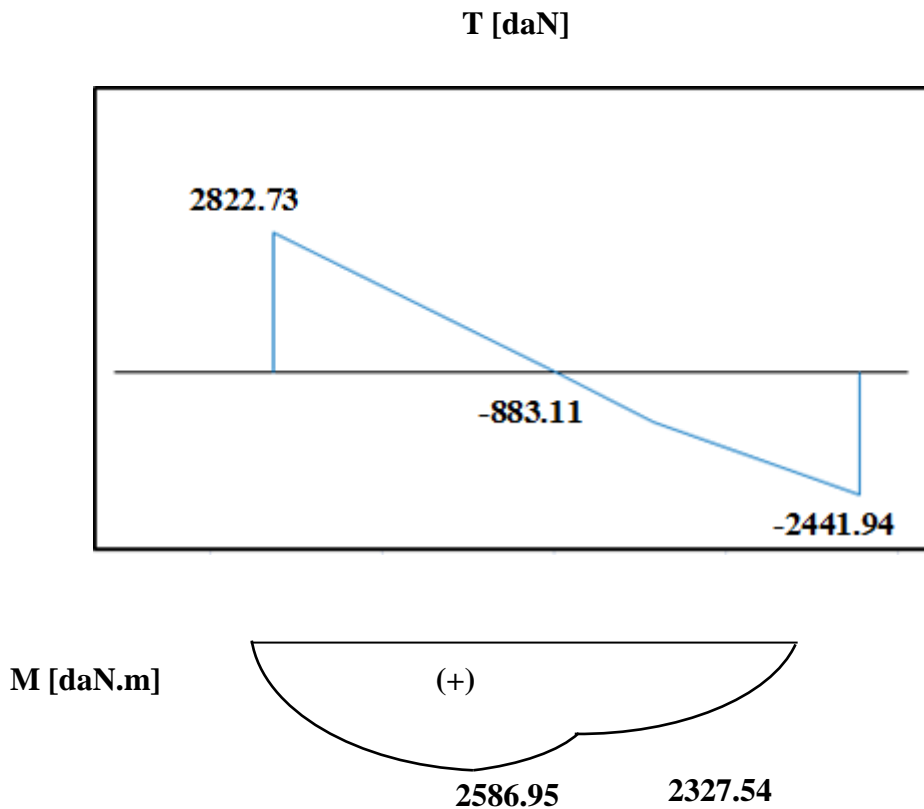


Fig.IV.6 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à l'ELU.

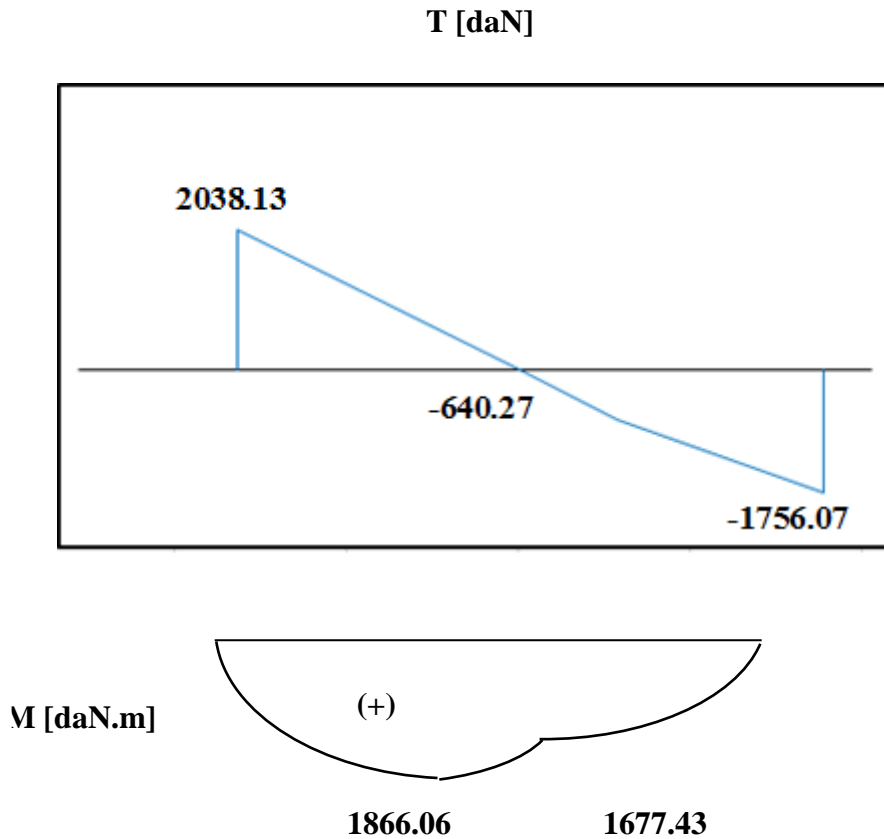


Fig.IV.7 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

1.5.2. Calcul du ferrailage :

- Escalier étage courant :

h = 3.06 m

A. En travée

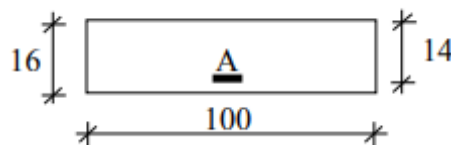


Fig.IV.8 : Section de calcul.

➤ **Etat limite ultime (ELU)**

$$M_t^u = 2069.56 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20695.6}{14.17 \times 100 \times 14^2} = 0.07$$

$$\mu = 0.07 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A \text{ n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.09$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.964$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20695.6}{348 \times 0.985 \times 14} = 4.40 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t^u = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 4.40 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 6T12/ ml $\rightarrow A = 6.79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

(T12 $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$)

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_t^{\text{ser}} = 1492.85 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{• Flexion simple} \\ \text{• Section rectangulaire sans} \\ \text{• Acier FeE400} \end{array} \right\} A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{20695.6}{14928.5} = 1.39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445 > \alpha = 0,09 \quad \text{le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures : 4T8 $\rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

T8 $\rightarrow e = 25 \text{ cm}$

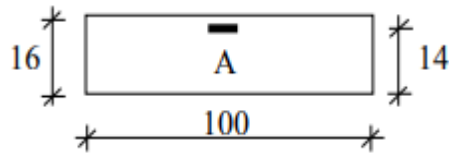
B. En appuis

Fig.IV.9 : Section de calcul.

➤ **Etat limite ultime (ELU)**

$$M_a^u = -517.39 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5173.9}{14.17 \times 100 \times 14^2} = 0.018$$

$$\mu = 0.018 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A \text{ n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.022$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.999$$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5173.9}{348 \times 0.985 \times 14} = 1.07 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 1.69 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T12/ ml $\rightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T12 $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$)

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_a^{\text{ser}} = -373.21 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' $\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$
- Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{5173.9}{3732.1} = 1.39$$

$$\alpha \leq \frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445 > \alpha = 0.021 \quad \text{le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} \Rightarrow A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures : 4T8 $\rightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$T8 \rightarrow e = 25 \text{ cm}$$

Vérification de contraintes de cisaillement

$$T_{max}^u = 2822.73 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d}$$

$\tau_u = 0.20 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

1.5.3. Schéma de ferrailage de l'escalier

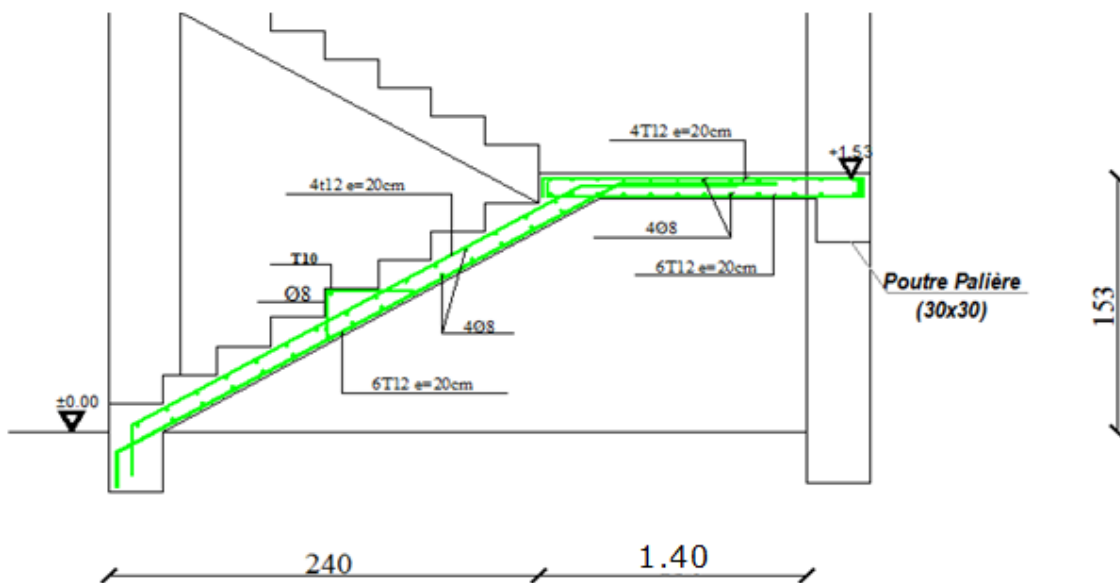


Fig.IV.10 : Schéma ferrailage d'escalier.

1.6. Etude de la console palière :

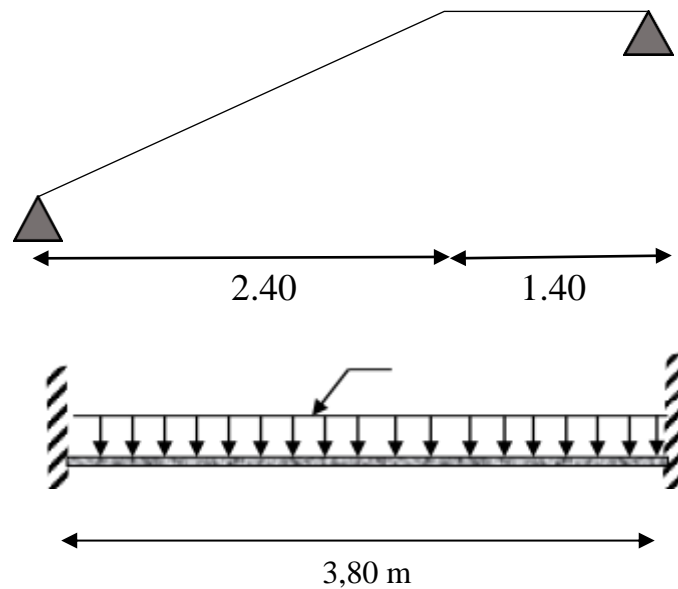


Fig.IV.11 : Schémas statique de la console palière.

1.6.1. Pré-dimensionnement de la console palière :

→ Critère de la flèche d'après le BAEL91 :

Tableau.IV.6 : Dimension de la section de la poutre palière.

	h [cm]	b [cm]	Section adoptée [cm ²]
Formule	$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$	$0.4 h_t \leq b \leq 0.8 h_t$	30×40
Valeur	40	30	

→ Vérification selon RPA99, V2003

Tableau.IV.7 : Tableau de vérification des conditions du RPA99, V2003.

b ≥ 20 cm	h ≥ 30 cm	$\frac{h}{b} \leq 4$	Conclusion
✓	✓	✓	Condition vérifiée

1.6.2. Calcul des sollicitations :

Evaluation des charges :

Tableau IV.8 : Tableau récapitulatif de chargement.

	ELU	ELS
g_p [daN/ml]	$0,30 \times 0,40 \times 2500 \times 1,35 = 405$	$0,30 \times 0,30 \times 2500 = 300$
g_{mur} [daN/ml]	$308 \times 0,2 \times 2,71 \times 1,35 = 225.36$	$308 \times 0,2 \times 2,71 = 167$
R_B [daN]	2421.43	1741.39
q_u / q_s [daN/ml]	3051.80	2208.40

$G_{mur} = 308 \text{ daN/m}^2$ (chapitre II)

H: hauteur libre : $3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m}$

Tableau IV.9 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

	M_t [daN.m]	M_a [daN.m]	T_{max} [daN]
Formule	$q \frac{L^2}{24}$	$-q \frac{L^2}{12}$	$q \frac{L}{2}$
ELU	2243.07	-4486.15	6408.78
ELS	1623.17	-3246.35	4637.64

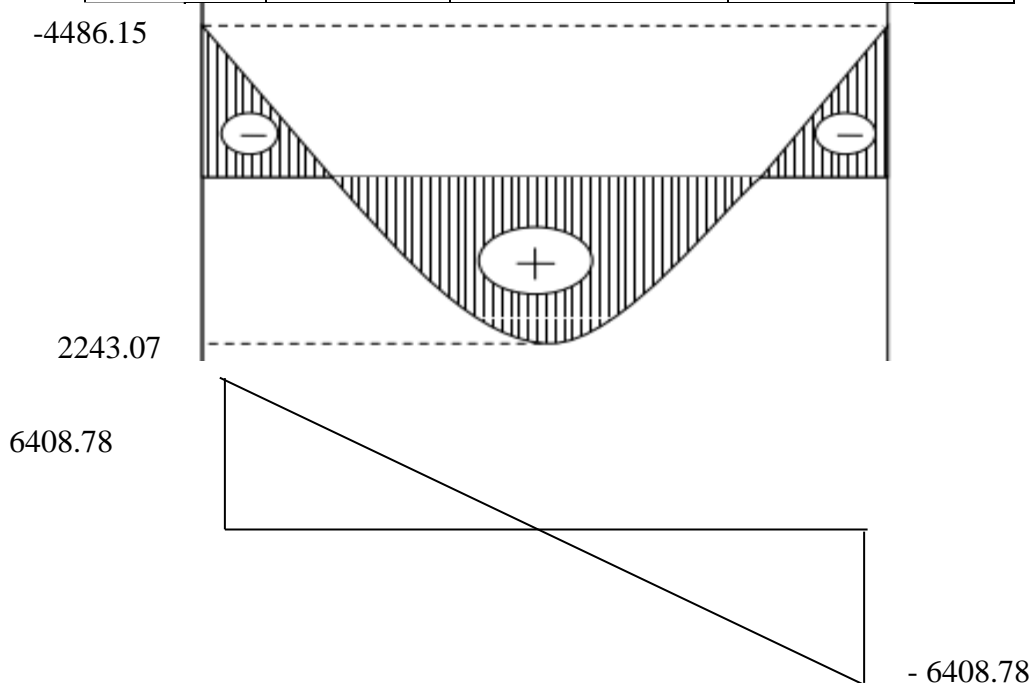


Fig.IV.12 : Diagramme de M et T à l'ELU.

A. En travée

➤ **Etat limite ultime (ELU)**

$$M_t^u = 2243.07 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{22430.7}{14.17 \times 30 \times 36^2} = 0.04$$

$$\mu = 0.04 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A \text{ n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.05$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.998$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{22430.7}{348 \times 0.998 \times 36} = 1.80 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 1.80 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 3T10/ ml $\rightarrow A = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_t^{\text{ser}} = 1623.17 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{• Flexion simple} \\ \text{• Section rectangulaire sans} \\ \text{• Acier FeE400} \end{array} \right\} A' \stackrel{?}{\Rightarrow} \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{22430.7}{16231.7} = 1.38$$

$$\alpha \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.005 \quad \text{le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.}$$

B. En appuis➤ **Etat limite ultime (ELU)**

$$M_a^u = -4486.15 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{44861.5}{14.17 \times 30 \times 36^2} = 0.08$$

$$\mu = 0.08 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A \text{ n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.105$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{44861.5}{348 \times 0.958 \times 36} = 3.74 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 3.74 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 3T12/ml $\rightarrow A = 4.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_a^{\text{ser}} = -3246.35 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{• Flexion simple} \\ \text{• Section rectangulaire sans} \\ \text{• Acier FeE400} \end{array} \right\} A' \stackrel{?}{\Rightarrow} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{44861.5}{32463.5} = 1.38$$

$$\alpha \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 > \alpha = 0.09 \quad \text{le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u^{\max} = 6408.78 \text{ daN}$$

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } T_u = 44258.1 \text{ N} \leq 0,267 \times 32.4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810 \text{ N}$$

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

a) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right)$$

$$A_l = 4.62 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(64087.8 + \frac{44861.5}{0,9 \times 36} \right) 10^{-2} = 1,90 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

b) Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

D'après le C.B.A.93, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\text{Fissuration peut nuisible} \rightarrow \tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{64087.8}{30 \times 36 \times 100} = 0.60 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.60 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la moyenne ($\alpha = 90^\circ$)

c) Section et écartement des armatures transversales :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_L\right)$$

$$\varphi_t \geq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1\right) = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$$

Donc ; on prendra $\phi = 8\text{mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\rightarrow 2\phi 8 \rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$

d) Espacement des armatures transversales :

$$\begin{cases} K = 1 \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Tableau.IV.10 : Tableau de l'espacement des armatures transversales.

Contrainte	τ_u [MPa]	0.55
Espacement [cm]	$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8f_e}{b \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}$	-201
	$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b \times \sin \alpha}$	19.77
	$\delta_{t3} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$	32.4
Choix [cm]	$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3})$	19.77
Conclusion		$\delta_t = 15 \text{ cm}$

e) Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire [BAEL 91r 99 /

B.6.5, 2] :

a) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{350} = 0.11 > \frac{1}{16} \rightarrow 0.0625 \rightarrow$ condition vérifier.

b) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{o \text{ service}}} \rightarrow \frac{30}{300} = 0.1 \geq \frac{1}{10} \times \frac{1623.17}{2421.43} = 0.07 \rightarrow$ condition vérifier.

c) $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{4.62}{30 \times 36} = 0.004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow$ condition vérifier.

Ces trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

1.6.3. Schéma de ferrailage :

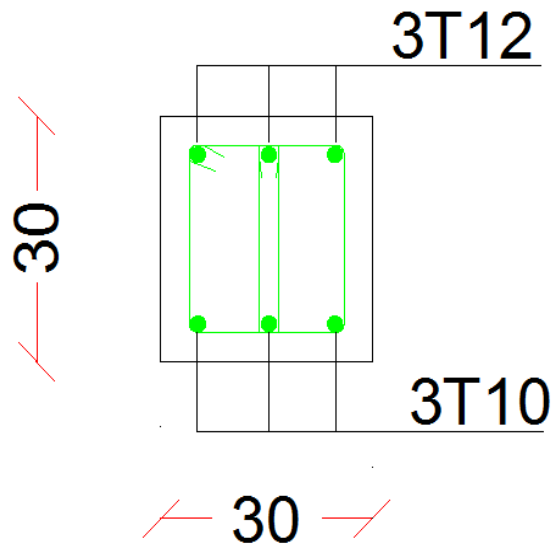


Fig.IV.13 : Ferrailage de la console palière.

2. L'acrotère :

L'acrotère est un couronnement en béton armé, situé en bordure de la toiture terrasse, et a pour rôle :

- Protection des joints d'étanchéités des infiltrations des eaux pluviales.
- La sécurité des personnes (joue le rôle d'un garde-corps qui forme un écran pour empêcher toute chute).

Pour notre terrasse (terrasse inaccessible) ; on adoptera

- Pour l'acrotère les dimensions suivantes (voir Fig.IV.12).

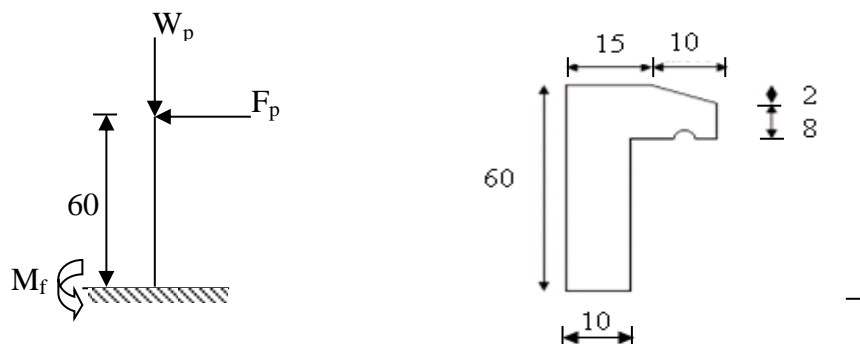


Fig.IV.14 : Dimensions de l'acrotère et schéma statique.

2.1. Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à une charge verticale (son poids propre W_P) et aux charges horizontales (vents et séisme F_P) qui créent un moment de renversement M_f donnée par l'article 6.2.3/ RPA99, V2003.

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et un épaisseur de 10 cm en flexion composée. Etant donné que l'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

Le poids propre : W_P

W_P : Poids de l'élément considéré.

$$W_P = \rho \times v = 2500 \times \left[\frac{(0.02 \times 0.15)}{2} + (0.08 \times 0.15) + (0.60 \times 0.10) \right] \times 1m$$

$$W_P = 183.75 \text{ daN}$$

La force horizontale : F_P [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 4.1].

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a).}$$

$$C_p = 0.5 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 183.75$$

$$F_p = 88.2 \text{ daN}$$

2.1.1. Détermination des sollicitations :

→ **Effort normal et moment fléchissant**

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$\begin{cases} N_u = 1.35 W_p \\ M_u = 1.35 F_p L \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 183.75 \\ M_u = 1.5 \times 88.2 \times 0.6 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_u = 248.06 \text{ daN} \\ M_u = 79.38 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite service (ELS)

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p L \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 183.75 \text{ daN} \\ M_{ser} = 52.92 \text{ daN.m} \end{cases}$$

2.1.2. Détermination des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est (100×10) cm².

• Position du point d'application de l'effort normal : (N)

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{79.38}{248.06} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c' = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03\text{m}$$

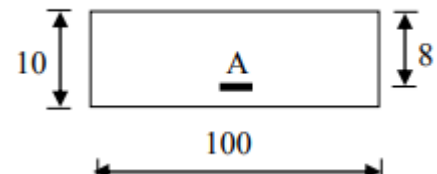


Fig.IV.15 : Section de calcul

L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

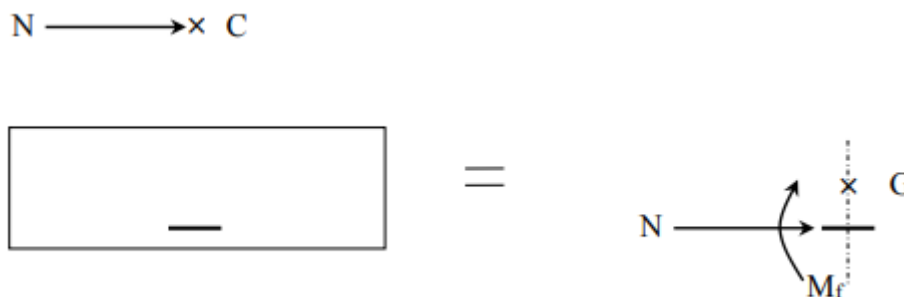


Fig.IV.16 : Position de point d'application de l'effort normal N_u .

$$M_f = N_u (e_0 + \frac{h}{2} - c') = 248,06 \times (0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02) = 86,821 \text{ daN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$M_u = 86.82 \text{ daN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{868.2}{14.17 \times 100 \times 8^2} = 0.009$$

$$\mu = 0.009 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A \text{ n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.001$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.99$$

Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{868.2}{348 \times 0.99 \times 8} = 0.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.32 - \frac{2480.6}{100 \times 348} = 0.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité [B.A.E.L.91]

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieur à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton [CBA93/B5.3].

$$A_{\min} = 0,25 \% .S = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_u = \max (A_u, A_{\min}) = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Choix des armatures

$$5T10/\text{ml} \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

$$e \leq \min (25 ; 2 \times 10) \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_t}{4} \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

$$5T8/\text{ml} \longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$T8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ Etat limite service (ELS)

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{52.92}{183.75} = 0.29 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.10}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

→ Le pont d'application d'un effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section → la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Détermination des contraintes :

C : Centre de pression (point d'application) ;

c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée.

y_2 : La distance du point C à l'axe neutre.

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression → $y_2 > 0$.

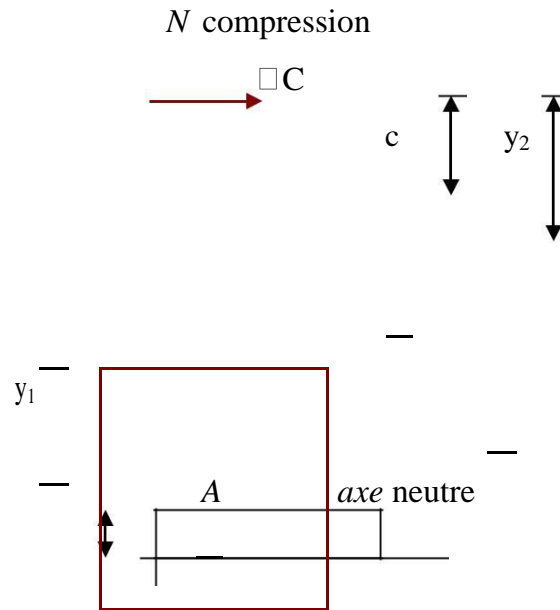


Fig.IV.17 : Position de centre de pression.

C se trouve à l'extérieur de la section → c sera considéré comme négatif.

Calcul des contraintes

y_2 est racine de l'équation : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90\hat{A}}{b} \times (c - d) + \frac{90\hat{A}}{b} \times (d - c) \\ q = -2c^3 - \frac{90\hat{A}}{b} \times (c - d) - \frac{90\hat{A}}{b} \times (d - c)^2 \end{cases}$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24 \text{ cm} \rightarrow c = -24 < 0$$

$$\begin{cases} A = 3.39 \text{ cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \\ d = 8 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{avec } \hat{A} = 0$$

$$p = -3(-24)^2 + \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 24) = -1614.82 \rightarrow p = -1614.82$$

$$q = -2(24)^3 - \frac{90 \times 3.93}{100} \times (8 + 24)^2 = 24026.11 \rightarrow q = 24026.11$$

y_2 : est la solution de l'équation : $y_2^3 - 1614.82y_2 + 24026.11 = 0$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (24026.11)^2 + \frac{4}{27} \times (-1614.82)^3 \rightarrow \Delta = -46579385 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.96 \rightarrow \varphi = 163.74^\circ ; a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 46.40$$

$$y_2 = \max (y_{11} ; y_{22} ; y_{33})$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 26.89 \text{ cm} \\ y_{22} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -46.19 \text{ cm} \\ y_{23} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 19.30 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow y_2 = 26.89 \text{ cm}$$

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq y_1 = 2.89 \leq 10 \rightarrow y_1 = 2.89 \text{ cm}$$

Calcul du moment statique

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2.89)^2}{2} - 15 \times 3.93 \times (8 - 2.89) = 116.37 \text{ cm}^3$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837.5}{100 \times 116.37} = 0.16$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0.16 \times 2.89 = 0.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0.16 \times (8 - 2.89) = 12.26 \text{ MPa}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \rightarrow \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Conclusion

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201.68 \text{ MPa} \end{cases} \rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues}$$

2.2. Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{max}^u = 1.5 \times F_p \rightarrow T_{max}^u = 132.3 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d}$$

$$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables.

2.3. Dessin de ferrailage :

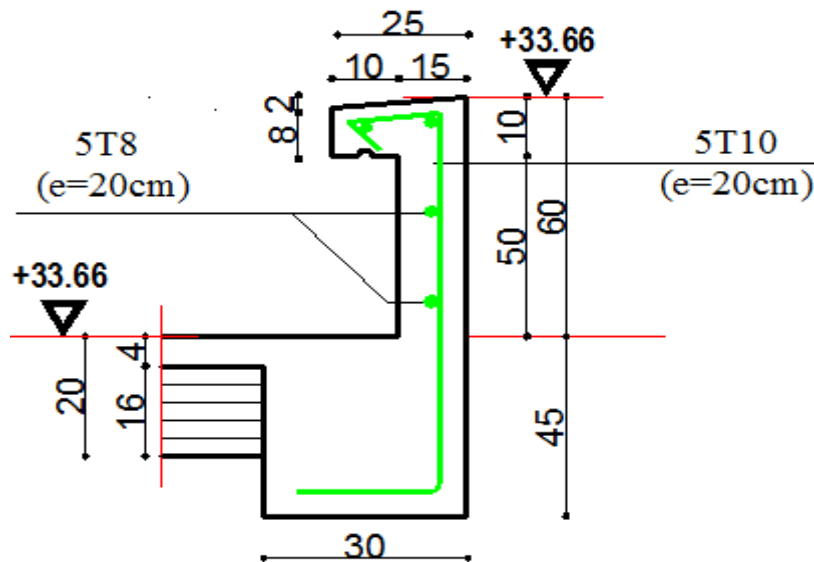


Fig.IV.18 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

3. Balcon :

Les balcons sont considérés comme étant encastrés sur les poutres ; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente «G» et une surcharge d'exploitation «P».

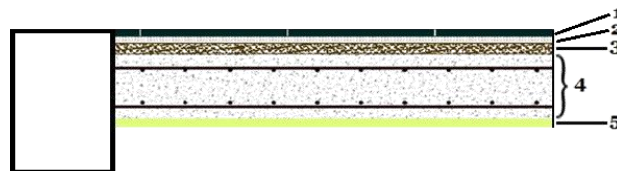


Fig.IV.19 : Coupe transversale d'un balcon à dalle pleine étage courant.

Epaisseur de balcon

Isolation acoustique : $e \geq 12$ cm

Condition de rigidité : $e \geq \frac{1}{10} = \frac{100}{10} = 10$ cm

On prend $e = 16$ cm

3.1. Descente de charges du balcon :

$$L = 1.00\text{m}, e = 16 \text{ cm}$$

Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1- Carrelage (ardoise)	0.02	27	0.54
2- Mortier de pose	0.02	20	0.40
3- Sable fin	0.02	18	0.36
4- Dalle Pleine	0.16	25	4.00
5- Enduit en ciment	0.02	20	0.40

Tableau IV.1 : Charges du plancher balcon.

- Charges permanentes $G_T = 5.7 \text{ KN/m}^2$
- Charges d'exploitations $Q_T = 3.5 \text{ KN/m}^2$

Pour une bande de 1m de largeur : $G = G_1 \times 1,00 = 5,7 \times 1,00 = 570 \text{ daN/ml}$

- **Calcul de la charge due au poids du mur :**

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur : $e = 10 \text{ cm}$

$$G_m = (90 + 2 \times 1,5 \times 18) = 144 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{Hauteur du mur : } h = 1.20\text{m} \Rightarrow P = 144 \cdot 1.20 = 172,8 \text{ daN/ml}$$

- **Surcharges d'exploitation :**

Balcon pour locaux à usage d'habitation $\Rightarrow Q = 350 \text{ daN/m}^2$.

Pour une bande de 1m de largeur : $Q = Q_1 \times 1,00 = 350 \text{ daN/ml}$.

Notre Balcon n'est pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le plus bas possible $\Rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. (B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ Avec } h_d = 16\text{cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6\text{cm}$$

Donc ; on prendra $\phi = 10\text{mm}$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

$$C = a + \frac{\phi}{2} \Rightarrow C_x = (10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 15\text{mm}$$

➤ **Les hauteurs utiles :**

$$d = h_d - C = 16 - 1,5 = 14,5\text{cm}$$

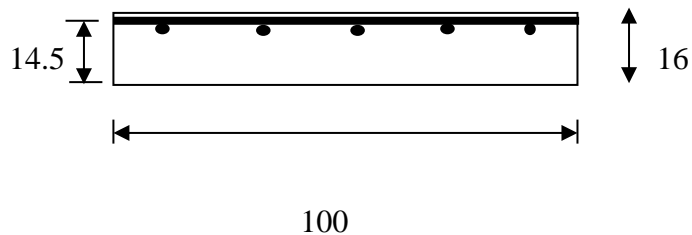


Figure IV.20 : Disposition des armatures de la nappe supérieure

➤ **Moment fléchissant :**

- Sens x-x

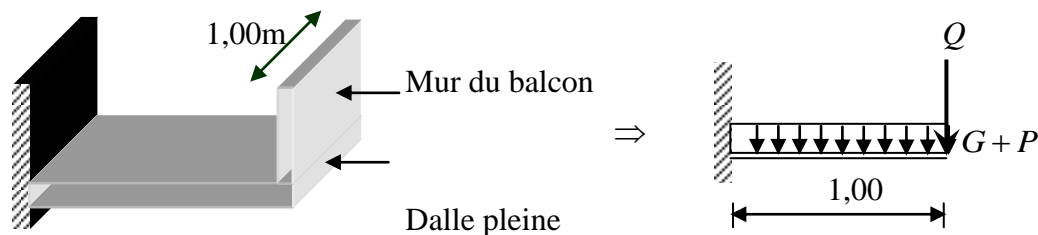


Figure IV.21 : Schéma statique du balcon.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

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

$$M_u = -[1.35 \times 570 + 1.5 \times 350] \frac{1^2}{2} - 1.35 \times 172.8 \times 1 \times 1.00 = -880.53 \text{ daN.m}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_s = -[G + Q] \frac{l^2}{2} - p \times l \times 1.00 = -[570 + 350] \frac{1^2}{2} - 172.8 \times 1 \times 1.00 = -632.8 \text{ daN.m}$$

3.2. Calcul du ferrailage :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = -880.53 \text{ daN.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8805.3}{14.17 \times 100 \times 14.5^2} = 0.030$$

$$\mu = 0.030 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\text{Á N'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.039$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.984$$

➤ Détermination des armatures:

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8805.3}{348 \times 0.984 \times 14.5} = 1.77 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 1.28 \text{ cm}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}) \rightarrow A = 1.77 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures:

$$4T12/ml \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/ml$$

$$(e = 25 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_s = -632.8 \text{ daN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier FeE400
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \bullet \\ \bullet \\ \bullet \end{matrix}} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \leq \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \leq 0,6 \cdot f_{c28} \leq 15 \text{ MPa}$$

Avec : $\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{8805.3}{6328} = 1,39$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,039 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \bullet \\ \bullet \\ \bullet \end{matrix}} \right\} \text{les armatures calculées à E.L.U seront maintenues}$$

➤ — **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{1,77}{4} = 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$3T8/\text{ml} \longrightarrow A=1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$T_{\max} = (1,35G+1,5Q). L + 1,35P$$

$$= (1,35 \cdot 570 + 1,5 \cdot 350) \times 1,00 + 1,35 \cdot 172,8$$

$$T_{\max} = 1527.78 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{1527.78}{(100 \times 14,5) \cdot 100} = 0,01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable) (B.6.7.2 BAEL 91)}$$

- $$\tau_u = 0,01 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \left. \vphantom{\tau_u} \right\} \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$
- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

3.3. Vérification de la fleche :

➤ **Condition de la fleche (B.7.5 BAEL 1) :**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

➤ **Vérification si la fleche est nécessaire :**

$$\frac{16}{100} > \frac{1}{20} \longrightarrow 0,16 > 0,05 \quad \text{CV}$$

$$\rho = \frac{1,77}{100 \times 14,5} = 0,001 < \frac{2}{400} = 0,005 \quad \text{CV}$$

➤ **conclusion :**

le calcul de la fleche n'est pas nécessaire.

Remarque :

Pour éviter un moment de torsion important, on utilisera un contre poids.

3.4. Le contre poids :

➤ **Calcul du contre poids**

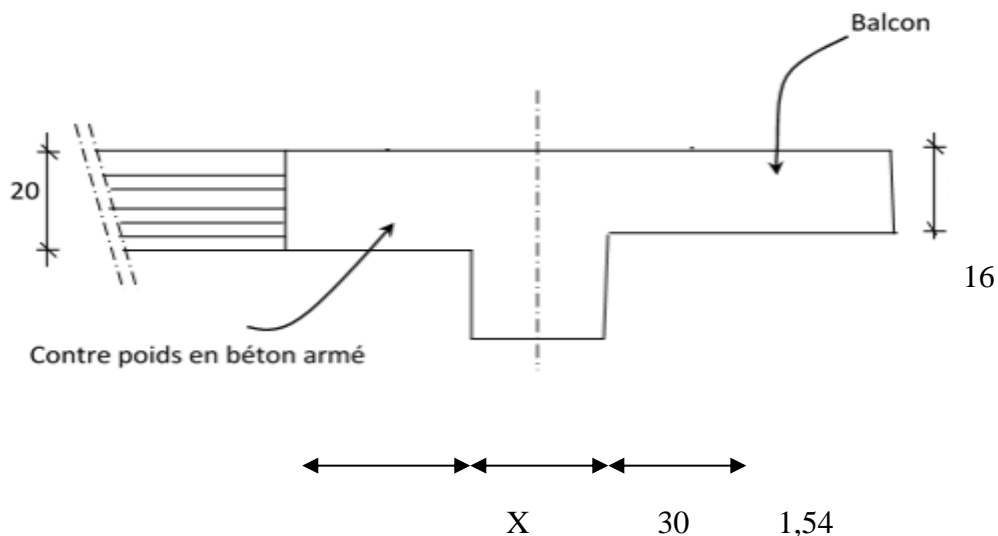


Figure IV.23 : Schéma du balcon avec un contre poids.

On doit avoir : $V_{\text{sortant}} = V_{\text{entrant}} \iff L \times l_1 \times e_{\text{balcon}} = l \times X \times e_{\text{plancher}}$

D'ou :

$$X = \frac{L \times l_1 \times e_{\text{balcon}}}{l \times e_{\text{plancher}}} = \frac{1,00 \times 1,00 \times 0,16}{1,00 \times 0,24} = 0,66$$

3.5. Dessin de ferailage :

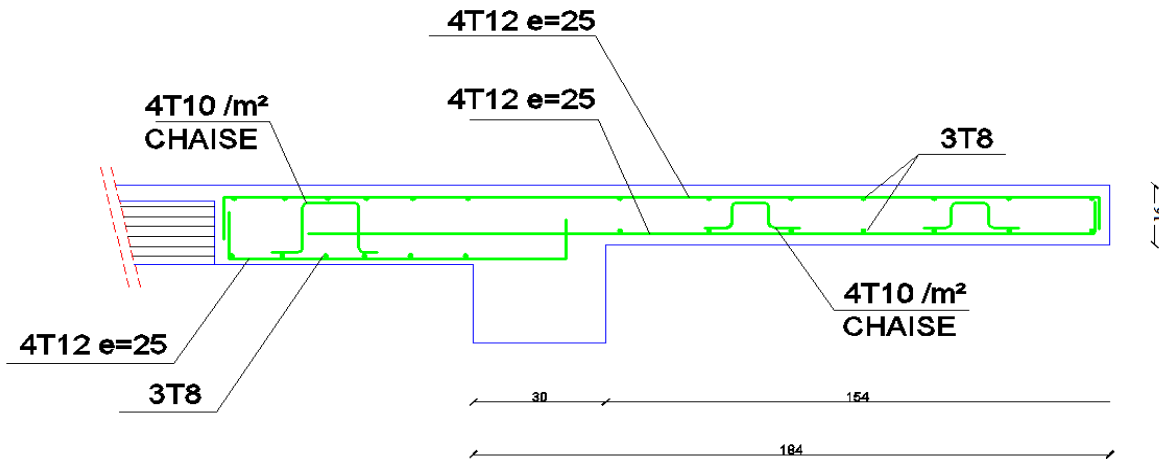
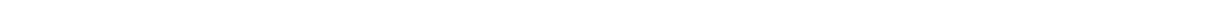


Figure IV.24 : Ferailage du balcon.

Chapitre V :

Etude sismiques



1. Introduction :

Les tremblements de terre ont représenté depuis toujours un de plus graves désastres de l'humanité. Leur apparition brutale est imprévue, la violence des forces mises en jeu et l'énormité des pertes humaines et matérielles ont marqué la mémoire des générations.

Le séisme est un phénomène qui se produit à partir du frottement entre les plaques tectoniques, un déplacement de ces derrières engendre des efforts sismiques qui imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur, alors un effort séismique est un effort dynamique (varie en fonction du temps).

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique algérien [R.P.A.99 (version2003)]

2. Méthodes de calcul des forces sismique:

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode dynamique modale spectrale.

2.1. Méthode statique équivalente :

➤ Principe de la méthode : [RPA99 (version 2003)/4.2.1]

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone ;
- D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
- Q** : Facteur de qualité ;
- R** : Coefficient de comportement et
- W** : Poids total de la structure.

☑ Condition d'application : [RPA 99 (version 2003)/4.1.2]

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Régularité en plan : [RPA99 (version 2003)/3.5.1.a]

1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales ;

2. A chaque niveau la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique ;

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder **25%** de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

3. Le rapport longueur /largeur du plancher est inférieur à 4 ;

4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformable dans leur plan ;

Dans ce cas la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieur à 15% de celle de ce dernier.

- Régularité en élévation : [RPA99 (version2003)/3.5.1.b]

1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

2. Les raideurs et masses des différents niveaux restent constantes ou diminuent progressivement de la base au sommet du bâtiment.

3. La variation de dimension en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas **20%**. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas **1,5** fois sa plus petite dimension.

Outre ces conditions, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous groupe.

Zone IIa : groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone IIb et III : groupe d'usage 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux

ou 17m.

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

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

✚ La méthode statique équivalente n'est pas applicable, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique (le calcul se fait par le logiciel « Autodesk RobotBat 2017 »).

2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

a) Principe :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés 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.

b) Modélisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

c) Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce code de calcul qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle ;
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure ;
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure » ;
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes σ ...)

3. Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;

- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat (voir figure VI.1) :
- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres et les voiles et les dalles Pleine par panneau.
- Introduire les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton
- Introduire les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduire les conditions aux limites ;
- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois type :
 - Charge permanente G: contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
 - Charges d'exploitation Q: les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
 - Les forces sismiques E : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z).
- Détermination des combinaisons de charges :
 - 1) $1.35G + 1.5Q$ (Etat limite ultime)
 - 2) $G + Q$ (Etat limite de service)
 - 3) $0.8G + E$
 - 4) $0.8G - E$
 - 5) $G + Q + E$
 - 6) $G + Q - E$
- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse ;
- Interprétation des résultats.

4. Calcul la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions par :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

- A** : Coefficient d'accélération de zone ;
D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;
Q : Facteur de qualité ;
R : Coefficient de comportement et
W : Poids total de la structure

a. **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Avec :

T₂ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7)

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

Où : ξ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le **tableau (4.2)**

Portique en béton armé, remplissage léger $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.88 \geq 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site meuble (S₃) $\Rightarrow T_2 = 0.50s$ (Tableau 4.7)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau est égale à 39.78m et

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6).

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$1) T = 0.05 \times (39.78)^{3/4} \Rightarrow T = \mathbf{0.79s}$$

$$\Rightarrow T_2 = 0.5s \leq T = 0.79s \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} \Rightarrow \mathbf{D=1.62}$$

a) **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

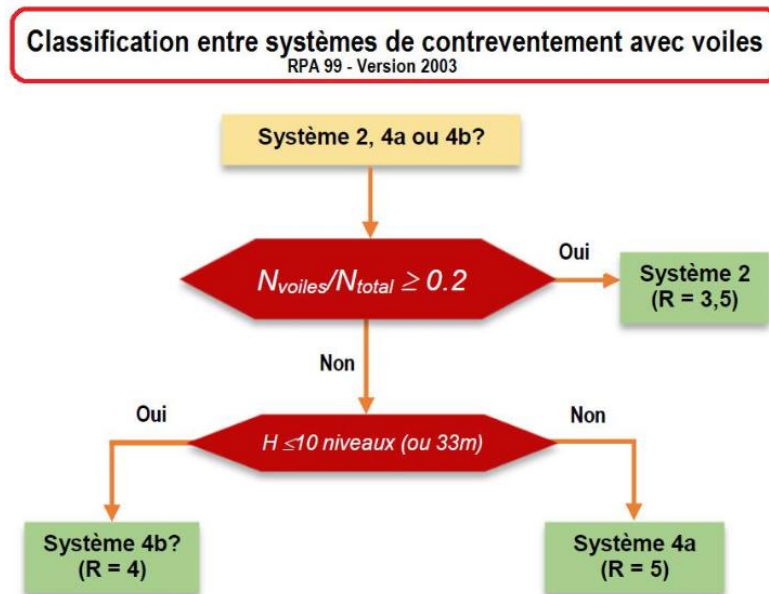
- **Zone IIa**

- **Groupe 2** (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)

$$\Rightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

b) Coefficient de comportement R : [RPA99 (version2003)/tableau 4]

Le choix du coefficient de comportement se fait selon l'organigramme suivant:



Pour notre cas les voiles reprennent **32%** de la charge verticale donc on a un système : voiles porteurs en béton armé => **R = 3,5**

Facteur de qualité Q :

Tableau.V.2: Valeurs des pénalités P_q

Critère	P _q	
	P _{qx}	P _{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0.25 = 1.25$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1.25$$

c) Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum W_{Gi} + \beta \sum W_{Qi} \quad \text{[RPA99version2003/formule 4.5]}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids du aux charge permanentes ;

W_{Qi} : Poids du aux charges d'exploitation ;

$\sum W_{Gi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum W_{Qi}$: Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

Remarque : le poids total de la structure est donné par le logiciel rabet bat :

$$W = 56315,99 \text{ KN}$$

Tableau V.2. Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique équivalente :

A	0,15
D	1.62
Q	1,25
W (KN)	56315,99
R	3,5
V (KN)	4887.42

5. Calcul de la force sismique par l'analyse dynamique modale spectrale :

L'action sismique est définie à partir d'un spectre réponse défini dans le règlement parasismique Algérien « RPA99/version 2003 », est une courbe de réponse maximale d'accélération (S_a/g) d'un système à un seule degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres T .

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude les valeurs caractérisant le spectre de réponse sont présentées sur le tableau suivant

Tableau.V.3 : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique.

A	η	ξ	R	T1	T2	Q
0.15	0.88	7%	3.5	0.15	0.50	1.25

Le tracé du spectre de réponse est comme suit :

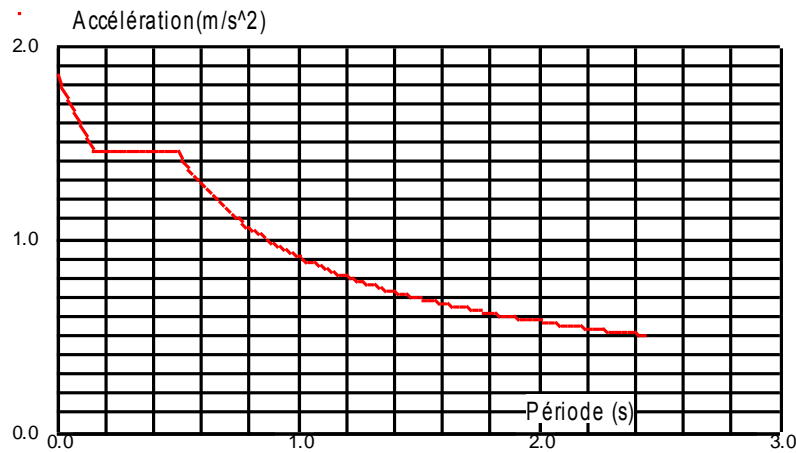


Figure V.1: Spectre de réponse en format Sa-T

Après avoir modélisé la structure, et en introduisant toutes les paramètres prédéfinis, on obtient le model suivant :

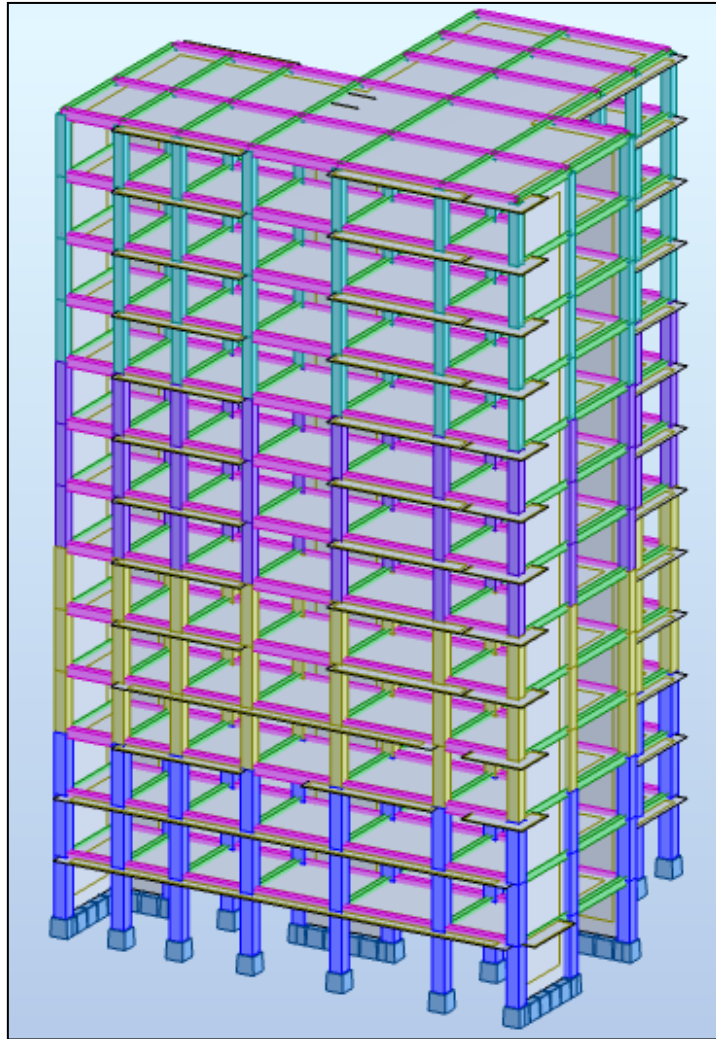


Figure.V.2: Model 3D du bâtiment.

Nombre de modes à considérer : [RPA99version 2003/4.3.4] :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure (le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée).

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

=> le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$

Avec : N : le nombre de niveaux au dessus du sol (N = 13 niveaux)

⇒ K = 11

Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003

1- Vérification du comportement dynamique :

Tableau.V.4 : Résultat de l'analyse modale.

Mode	Période (sec)	UX (%)	UY (%)	Masse cumulée UX	Masse cumulée UY
1 ^{er} Mode	<u>0,99</u>	0,32	60,74	0,32	<u>60,74</u>
2 ^{ème} Mode	0,87	57,49	0,07	<u>57,81</u>	60,81
Dernier Mode	0,06	2,58	0,02	<u>92,99</u>	<u>93,57</u>

- **Vérification ART 4.3.4 RPA 2003 :**

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenue soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :

Direction xx : 9^{ème} mode : Masse cumulée = **92,99** % => **Condition vérifiée**

Direction yy : 9^{ème} mode : Masse cumulée = **93,57** % => **Condition vérifiée**

- **Vérification Art 4.2.4 RPA 2003 :**

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1- Formule 01 :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Pour le cas des bâtiments en béton armé, $C_t=0.05$

2- Formule 02 :

$$T = 0.09 h_N / \sqrt{D}$$

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

$$T = \min \{T(\text{formule 1}) ; T(\text{formule 2})\}$$

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%.

Tableau.V.5 : Vérification de la période

T statique		T dynamique (1 ^{er} mode)
Formule 1	Formule 2	0,99
0,79	<u>0,78</u>	

- Tdynamique = 0,99 = 1,3 * Tstatique = 1.01 => Condition vérifiée
- Vérification Art 7.4.3.1. RPA 2003 :

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

V, l'effort normal réduit.

Nd : effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

Bc : section du poteau en (mm²)

Fc28 : résistance caractéristique à la compression du béton en (Mpa).

Tableau.V.6 : vérification de l'effort normal réduit.

N_d (N)	3478280
Bc (mm²)	490000
Fc28 (MPa)	25
v	0,28

$$v = 0,28 < 0,3 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification ART 4.3.6 RPA 2003 :

La résultante des forces sismique à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée .

$$V_{x\text{dyn}} = 3951.27 \text{ KN} > 80\% V_{MSEX} = 3909.94 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$V_{y\text{dyn}} = 3705.85 \text{ KN} < 80\% V_{MSEY} = 3909.94 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée, pour cela, la force sismique dynamique est augmentée par un facteur de 1,05}$$

- **Vérification ART 5.10 RPA 2003 :**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage (3cm).

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement due aux forces sismique F_i . (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R=3,5).

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau.V.7 : Valeurs des déplacements inter-étages.

Niveau	Δ_{kx} (cm)	Δ_{ky} (cm)
1	0,182	0,201
2	0,397	0,440
3	0,549	0,640
4	0,688	0,774
5	0,771	0,913
6	0,845	0,988
7	0,883	1,044
8	0,910	1,091
9	0,901	1,085
10	0,887	1,086
11	0,865	1,071
12	0,830	1,042
13	0,792	0,997

Le déplacement inter-étage max =1.09 cm < 1% de la hauteur de l'étage => condition vérifiée

- **Vérification des effets P- Δ :**

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 :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »,

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

1- Sens X :

Niveau	Hauteur (mm)	P (KN)	Vx (KN)	Ux (mm)	θk	Vérification
12	3060	4537,37	735,07	94,996	0,017	Pas de P-Δ
11	3060	9036,42	1292,25	87,072	0,018	Pas de P-Δ
10	3060	13545,79	1735,67	78,769	0,020	Pas de P-Δ
09	3060	18131,35	2113,79	70,122	0,021	Pas de P-Δ
08	3060	22778,63	2447,21	61,252	0,021	Pas de P-Δ
07	3060	27406,16	2736,97	52,240	0,022	Pas de P-Δ
06	3060	32117,64	2996,86	43,137	0,021	Pas de P-Δ
05	3060	36910,45	3229,60	34,305	0,021	Pas de P-Δ
04	3060	41667,81	3426,93	25,859	0,019	Pas de P-Δ
03	3060	46529,32	3594,94	18,151	0,017	Pas de P-Δ
02	3060	51411,49	3730,73	11,272	0,014	Pas de P-Δ
01	3060	56338,40	3823,63	5,784	0,010	Pas de P-Δ
RDC	3060	61862,14	3861,83	1,819	0,017	Pas de P-Δ

2- Sens Y :

Niveau	Hauteur (mm)	P (KN)	Vy (KN)	Uy (mm)	θk	Vérification
12	3060	4537,37	721,00	113,716	0,013	Pas de P-Δ
11	3060	9036,42	1239,25	103,748	0,012	Pas de P-Δ
10	3060	13545,79	1631,55	93,329	0,012	Pas de P-Δ
09	3060	18131,35	1957,45	82,619	0,012	Pas de P-Δ
08	3060	22778,63	2241,68	71,755	0,012	Pas de P-Δ
07	3060	27406,16	2488,90	60,901	0,013	Pas de P-Δ
06	3060	32117,64	2717,80	49,992	0,014	Pas de P-Δ
05	3060	36910,45	2934,24	39,549	0,016	Pas de P-Δ
04	3060	41667,81	3126,25	29,667	0,019	Pas de P-Δ
03	3060	46529,32	3296,04	20,536	0,024	Pas de P-Δ
02	3060	51411,49	3440,49	12,800	0,033	Pas de P-Δ
01	3060	56338,40	3544,73	6,403	0,063	Pas de P-Δ

RDC	3060	61862,14	3589,11	2,005	0,013	Pas de P-Δ
------------	------	----------	---------	-------	-------	-------------------------------------

Conclusion :

Après le calcul sismique, la structure répond aux exigences du règlement parasismique Algérien RPA99v.2003, il est donc possible de passer au calcul du ferrailage des éléments de la structure

Chapitre VI :
Etude des portiques

1. Introduction :

Les principaux éléments sont ceux qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques tel que les éléments verticaux (poteaux, voiles) et les éléments horizontaux (poutres), l'assemblage de ces éléments constitue l'ossature d'un bâtiment.

1.1. Les poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé non exposés aux intempéries, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est à la flexion simple étant donné qu'ils subissent des efforts normaux très faibles.

1.1.1. Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les actions sont notées comme suit :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitations ;

E : Charges sismiques.

B.A.E.L 91 : Combinaisons fondamentales (situation durable) et transitoires :

$$1.35G + 1.5Q \rightarrow \text{E.L.U}$$

$$G + Q \rightarrow \text{E.L.S}$$

RPA99 (version 2003) :

$$G+Q\pm E \rightarrow \text{Accidentelles}$$

$$0.8G\pm E \rightarrow \text{Accidentelles}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel **ROBOT**.

Tableau.VI.1 : Tableau des différents coefficients utilisés pour le ferrailage des poutres.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} [MPa]	σ_b [MPa]	γ_s	f_e [MPa]	σ_s [MPa]
Situation durable	1.5	25	14.17	1.15	400	348
Situation accidentelle	1.15		18.48	1		400

1.1.2. Ferrailage des poutres :

On distingue deux types de poutres :

→ Poutre principale (35×45) cm² ;

→ Poutre secondaire (30×40) cm².

a. Ferrailage réglementaire :

• Recommandation du RPA99, V 2003 :

Armatures longitudinales $\left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures minimales : } 0.5\% \times B \text{ en zone IIa.} \\ \text{Armatures maximales } \left\{ \begin{array}{l} 4\% \times B \text{ en zone courante;} \\ 6\% \times B \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right. \\ \text{Longueur de recouvrement est de: } 40\phi \text{ en zone IIa.} \end{array} \right.$

[Article 7.5.2.1/ RPA99, V2003]

Armatures transversales → Armatures minimales : $A_{t \min} = 0.003 \times S \times b$

[Article 7.5.2.2/ RPA99, V2003]

Avec :

B : Section de la poutre en (cm²) ;

b : Largeur de la section en (cm²) ;

S : L'espacement des armatures transversales en (cm).

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

• Recommandation du BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales (armatures tendues) en flexion simple est :

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

b. Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats obtenue à partir du logiciel ROBOT, on obtient les résultats suivants :

Tableau.VI.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres.

Section	Poutre principale			Poutre secondaire		
	(35×45) cm ²			(30×40) cm ² .		
Sollicitation	M _t [kN.ml]	M _a [kN.ml]	T [daN]	M _t [kN.ml]	M _a [kN.ml]	T [daN]
Etat limite ultime	83.67	-189.36	193.65	59.50	-53.07	168.92
Etat limite de service	61.13	-138.20		43.23	-38.57	
Situation accidentelle	166.20	-242.08		137.22	-132.48	

c. Application des conditions imposées :

Tableau.VI.3 : Tableau d'application des conditions imposées par le RPA99, V2003 et le BAEL9.

Donner					Formule		RPA33, V2003	BAEL91
b [cm]	h [cm]	c [cm]	f _{t 28} [MPa]	f _e [MPa]			0.005 × b × h	$0.23 \times \frac{f_{t 28}}{f_e} \times b \times d$
35	45	4.5	25	400	Poutre principale	A _{min}	7.87	1.71
30	40	4			Poutre secondaire	[cm ²]	6	1.30

d. Calcul du ferrailage :

→ Poutre principale :

A. En travée :

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$M_t^u = 83670 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{83670}{14.17 \times 35 \times 40.5^2} = 0.103$$

Avec : $d = h - \frac{h}{10} = 40.5 \text{ cm}$

$$\mu = 0.103 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

À N'existe pas et ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.136$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.946$$

Détermination des armatures

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{83670}{348 \times 0.946 \times 40.5} = 6.27 \text{ cm}^2$$

➤ **Etat limite de service (ELS)**

$$M_t^{\text{ser}} = 61130 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans
 - Acier FeE400
- $$A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{83670}{61130} = 1.368$$

$$\frac{1.368 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.434 > \alpha = 0.136$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **Situation accidentelle (ACC)**

$$M_t^{\text{acc}} = 166200 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{166200}{18.48 \times 35 \times 40.5^2} = 0.156$$

$$\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18.48 \text{ MPa avec } \delta_b = 1.15$$

$$\mu = 0.156 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\text{Á N'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \delta_s = 1$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.213$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.91$$

Détermination des armatures

$$A_t^{\text{Acc}} = \frac{M_t^{\text{Acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{166200}{400 \times 0.915 \times 40.5} = 11.21 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{acc}}, A_{\text{min}}) = 11.21 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$5T12+4T14 \rightarrow A = 11.81 \text{ cm}^2$$

B. En appuis :

➤ Etat limite ultime (ELU)

$$M_a^u = 189360 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{189360}{14.17 \times 35 \times 40.5^2} = 0.233$$

$$\text{Avec : } d = h - \frac{h}{10} = 40.5 \text{ cm}$$

$$\mu = 0.233 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\text{Á N'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.336$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.865$$

Détermination des armatures

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{189360}{348 \times 0.865 \times 40.5} = 15.53 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (ELS)

$$M_a^{\text{ser}} = 138200 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans } $A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$
- Acier FeE400

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{189360}{138200} = 1.37$$

$$\frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.336$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

➤ **Situation accidentelle (ACC)**

$$M_a^{Acc} = 242080 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a^{Acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{242080}{18.48 \times 35 \times 40.5^2} = 0.228$$

$$\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18.48 \text{ MPa avec } \delta_b = 1.15$$

$$\mu = 0.228 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\text{Á N'existe pas et ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \delta_s = 1$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.328$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.868$$

Détermination des armatures

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a^{Acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{242080}{400 \times 0.868 \times 40.5} = 17.22 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 1.71 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 17.22 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

6T12+7T14 → A = 17.57 cm²

- **Calcul des armatures transversales :**

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Vérifier si : $T_u^{max} \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}$

Tableau.VI.4 : Tableau de vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

Type des poutres	T _u ^{max} [N]	Contrainte	a [cm]	T _a [N]	Conclusion
		Formule	0.9 d	0.267 × a × b × f _{c28}	
PP	193650	Valeur	36.45	851563.12	L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis
PS	168920		32.4	648810	

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures

longitudinales :

Vérifier si : $A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d})$

Tableau.VI.5 : Tableau de vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.

Type des poutres	T _u ^{max} [N]	Contrainte	A ₁	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Conclusion
		Formule	[cm ²]	$\frac{\gamma_s}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0.9 \times d})$	
PP	193650	Valeur	11.81	5.71	L'effort tranchant n'influe pas sur les armatures longitudinales
PS	168920		10.68	4.90	

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Vérifier si : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ [Article A 5.1.21/ BAEL91]

Tableau.VI.6 : Tableau de vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

Type des poutres	T_u^{\max} [N]	Contrainte	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Conclusion
		Formule	$\frac{T_u^{\max}}{b \times d}$	$\min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa})$	
PP	193650	Valeur	1.36	3.33	Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\rightarrow \alpha = 90^\circ$
PS	168920		1.56		

Section des armatures transversales A_t [Article A 7.2.2 / BAEL91] :

Tableau.VI.7 : Tableau de la section des armatures transversales.

Type des poutres	Donner			ϕ_t [mm]		Choix d'armatures	
	b [mm]	h [mm]	ϕ_{\min} [mm]	Formule	Valeur	Nuance d'acier	A_t
PP	350	450	12	$\phi_t \leq \min(\frac{h}{b}; \frac{b}{10}; \phi_{\min})$	1.2	FeE235	4 ϕ 8 $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$
PS	300	400	12		1		4 ϕ 8 $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales δ_t :

L'écartement entre deux cours successifs d'armatures transversales doit vérifier :

\rightarrow **Condition de l'article A 5.1.22 / BAEL91 :**

$$\begin{cases} k = 1(\text{flexion simple}) \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Tableau.IV.8 : Tableau de l'espacement des armatures transversales.

Type des poutres		Valeur
Contrainte	τ_u [MPa]	1.36
Espacement [cm]	$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8f_e}{b \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}$	14.79
	$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b \times \sin \alpha}$	33.74
	$\delta_{t3} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm})$	36.45
Choix [cm]	$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3})$	36.45

→ Condition de l'article 7.5.2.2 / RPA99, V2003 :

Tableau.IV.9 : Tableau de l'espacement des armatures transversales selon le RPA99, V2003.

	Zone	Formule	Type des poutres	PP	PS
Espacement [cm]	Zone nodale	$\delta_{t4} \leq \min(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_{\min})$	Valeur	11.25	10
			Choix	10	10
	Zone courante	$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2}$	Valeur	22.5	17.5
			Choix	20	20

Vérification des armatures transversales :

La qualité d'armatures transversales minimales est résumée dans le tableau suivant :

Tableau.IV.10 : Tableau de vérification des armatures transversales.

	Zone	Formule	PP	PS
$A_{t \min}$	Zone nodale	$0.003 \times \delta_t \times b$	0.9	0.9
	Zone courante		1.80	1.80
Condition	Zone nodale	$A_{t \min} \leq A_t$	Vérifiée	Vérifiée
	Zone courante		Vérifiée	Vérifiée

Longueur de recouvrement : [Article A 6.1.2.21 / BAEL91]

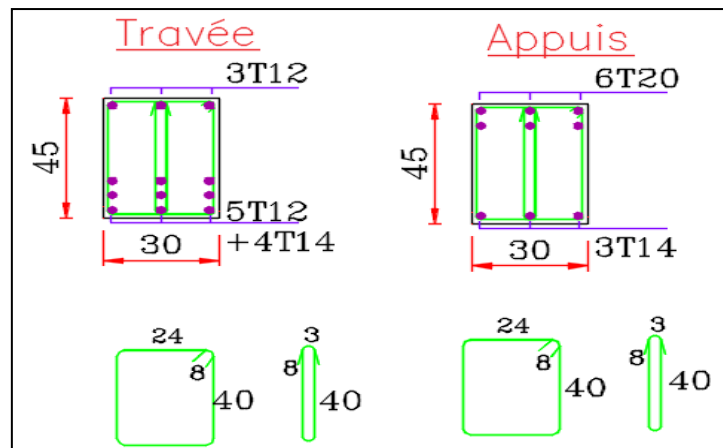
$$L_r = 40 \phi_{\max}$$

Tableau.VI.11 : Tableau récapitulatif de ferrillages.

Types de poutres		A _{min} [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Armatures choisies	A _{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		BAEL	RPA				
Poutre principale	Travée	1,47	6,75	11.21	5T12+4T14	11.81	56
	Appuis			17.22	6T12+7T14	17.57	56
Poutre secondaire	Travée	1,14	5,25	10.67	4T12+4T14	10.68	56
	Appuis			10.26	4T12+4T14	10.68	56

1.1.3. Dessin de ferrailage :

POUTRE PRINCIPALE



POUTRE SECONDAIRE

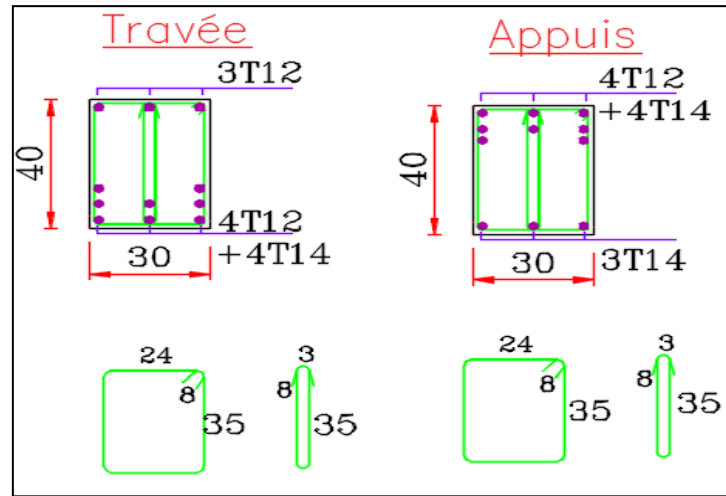


Fig.VI.1 : Dessin de ferrailage.

1.2. Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de résister aux efforts horizontaux (vent, séisme, ... etc.) et aux efforts amené par les poutres, en les transmettent à leurs tours aux fondations. Ils sont sollicités en flexion composé ou en compression simple selon l'excentricité de l'effort normale par rapport au centre de gravité de la section.

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissant (M_x et M_y).

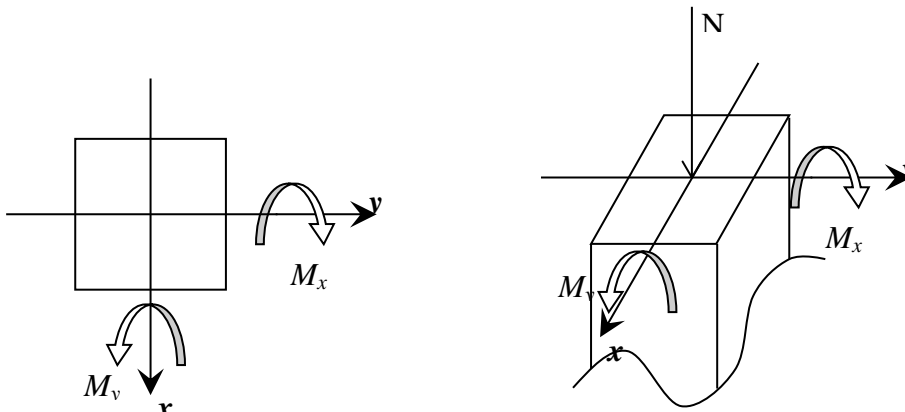


Fig.VI.3 : Direction des moments et efforts normal dans un poteau.

Donc trois cas peuvent se présenter, à savoir :

1^{er} cas : $N_{max} \rightarrow (M_{x\ corr}; M_{y\ corr})$.

2^{ème} cas : $N_{x\ max} \rightarrow N_{corr}; M_{y\ max} \rightarrow N_{corr}$.

3^{ème} cas : $N_{min} \rightarrow (M_{x\ corr}; M_{y\ corr})$.

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le **RPA99, V2003** et le **BAEL91**.

a. Ferrailage réglementaire :

- **Recommandation du RPA99, V2003 :**

Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales on doit respecter les conditions suivantes :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences (**HA**), droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de $0.8 \% \times B$ en zone IIa ;
- Leur pourcentage maximale sera de $\begin{cases} 4\% \times B \text{ en zone courante;} \\ 6\% \times B \text{ en zone de recouvrement.} \end{cases}$
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \phi_{l \max}$ en zone IIa ;
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa ;

- Les jonctions par recouvrement doivent être à l'extérieur de la zone nodale (zone critique) ;
- Les longueurs (l') à prendre en compte pour chaque d'armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; 60\text{cm}\right)$$

Avec :

h : La longueur de la poutre en (cm) ;

a, b : Dimensions de la section d'un poteau en (cm) ;

h_e : La hauteur libre entre deux étages en (cm).

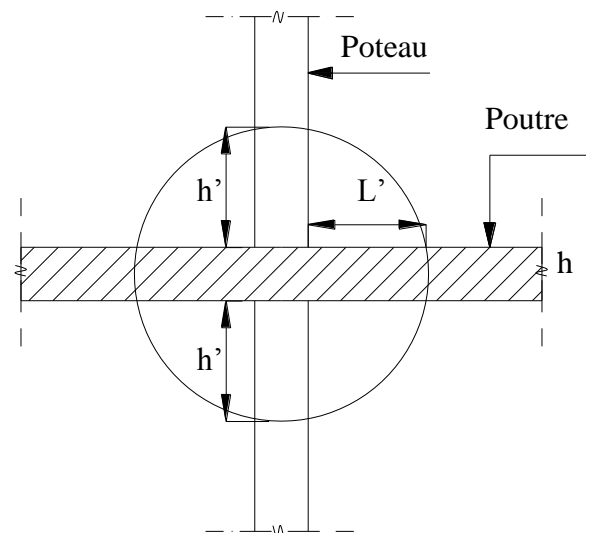


Fig.VI.4 : La zone nodale du poteau.

Les armatures transversales : [Article 7.4.2.2 / RPA99, V2003]

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e} \quad [\text{Formule 7.1 / RPA99, V2003}]$$

Avec :

T_u : Efforts tranchant en (N) ;

a : Hauteur totale de la section brute en (cm) ;

f_e : Limite élastique des armatures transversales en (MPa) ;

ρ_a : Coefficient qui dépend de l'élançement géométrique.

$$\begin{cases} \lambda_g \geq 5 \rightarrow \rho_a = 2,5 \\ \lambda_g < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75 \end{cases} \quad \text{avec : } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales en (cm).

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale $\rightarrow \delta_t \leq \min(10\phi_1; 15 \text{ cm}) \dots \text{Zone IIa.}$
- En dehors de la zone nodale (zone courante) $\rightarrow \delta_t \leq 15\phi_1 \dots \text{Zone IIa.}$

La section minimale des armatures transversales est calculée à l'aide de la formule :

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donné comme suit :

$$\text{Si : } \begin{cases} 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes} \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \\ \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,4\% \end{cases}$$

• **Recommandation du BAEL91 :**

Les armatures longitudinales :

La section A_l des armatures } longitudinales doivent respecter les conditions suivantes :

- Pour une section entièrement comprimée $\left\{ \begin{array}{l} A_l \geq 4 \text{ cm}^2 \text{ paramètre de péromètre;} \\ 0.2 \% B \leq A_l \leq 5 \% B. \end{array} \right.$

[Article A.8.1, 21 / BAEL91]

Avec :

B: La section totale du poteau (cm^2).

- Pour une section entièrement tendue →

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times B.$$

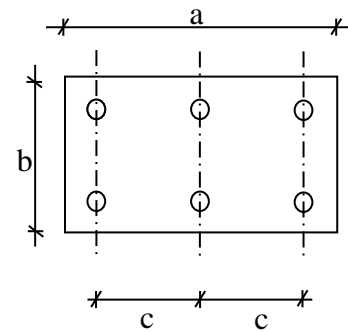


Fig.VI.5 : Espacement entre les armatures

Longitudinales d'un poteau.

- Pour les sections rectangulaires :

La distance maximale c de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$$c \leq \min(b + 10 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$$

b: Le petit côté du rectangle en (cm).

- Armatures minimales :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left[\frac{0.2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100}\right] \rightarrow \text{pour la compression simple;} \\ A_{\min} = 0.23 \times b \times \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow \text{pour la flexion simple.} \end{cases}$$

Les armatures transversales : [Article A.8.1.3 / BAEL91]

- Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\phi_t \leq \frac{1}{3} \phi_{l \max}$$

- L'espacement des armatures transversales est de :

$$\delta_t = \min \leq (\phi_{l \min} ; 40 \text{ cm} ; b + 10 \text{ cm})$$

Avec :

b: La plus petite dimension de la section transversale

du poteau en (cm) ;

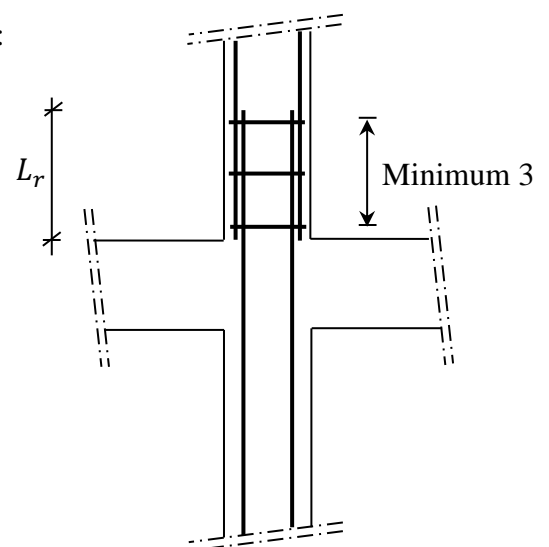


Fig.VI.6: Les armatures transversales dans la zone de recouvrement.

$\phi_{l \min}$: Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance en (cm).

- On doit prévoir trois cours d'armatures transversales, dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales.

b. Les sollicitations des poteaux :

A l'aide du fichier des résultats obtenue à partir du logiciel **ROBOT**, on obtient les résultats suivants :

Tableau.VI.12 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poteaux a l'ELU.

Combinaison	Section (cm ²)		Poteau (70*70)	Poteau (65*65)	Poteau (60*60)	Poteau (55*55)	Poteau (50*50)
	Sollicitations						
ELU (1,35G+1,5Q)	Cas1	N ^{max} (KN)	3478,28	3153,98	2258,63	1453,58	717,76
		M _{yy} ^{corr} (KN.m)	30,70	38,18	50,39	58,77	62,05
		M _{zz} ^{corr} (KN.m)	2,68	2,41	2,37	3,88	5,05
	Cas2	M _{zz} (KN.m)	49,85	45,16	34,06	23,40	34,01
		N ^{corr} (KN)	1691,86	1363,76	1044,27	624,83	180,12
	Cas3	M _{yy} (KN.m)	92,07	91,48	86,27	86,18	132,39
		N ^{corr} (KN)	1702,71	1182,82	784,93	338,79	124,37
	Cas4	N ^{min} (KN)	1122,67	785,22	497,48	244,27	25,82
		M _{yy} ^{corr} (KN.m)	-117,15	-22,66	-29,34	-33,29	-105,31
		M _{zz} ^{corr} (KN.m)	34,43	21,20	13,00	6,59	-31,76

Tableau.VI.13 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poteaux en situation accidentelle.

Situation accidentelle (G+P ± E) (0,8G ± E)	Cas 1	N^{\max} (KN)	4889,08	4089,84	2216,97	1253,53	608,15
		M_{yy}^{corr} (KN.m)	107,72	40,16	66,97	129,41	121,64
		M_{zz}^{corr} (KN.m)	262,19	122,52	52,28	32,39	30,70
	Cas 2	M_{zz} (KN.m)	262,19	122,52	109,70	109,35	131,62
		N^{corr} (KN)	4889,08	4089,84	1059,07	516,24	246,58
	Cas 3	M_{yy} (KN.m)	215,46	156,76	181,53	171,10	182,31
		N^{corr} (KN)	4028,59	1541,68	1016,79	703,88	206,44
	Cas 4	N^{\min} (KN)	-2834,15	-2273,70	-951,02	-281,92	-120,49
		M_{yy}^{corr} (KN.m)	-121,49	-143,30	-82,03	-83,89	-78,74
		M_{zz}^{corr} (KN.m)	-201,70	-125,75	-24,51	-60,75	-52,44

c. Application des conditions imposées :

Tableau.VI.14 : Tableau d'application des conditions imposées.

Donnée		Formule		RPA99, V2003	BAEL 91
b [cm]	h [cm]			0.8%B	max (0.2%B ;8%(b+h))
70	70	Pt	(70 × 70)	39.2	11.2
65	65		(65 × 65)	33.8	10.4
60	60		(60 × 60)	28.8	9.6
55	55		(55 × 55)	24.2	8.8
50	50		(50 × 50)	20	8

d. Exemple de calcul du ferrailage :

- Calcul des armatures longitudinales :

1^{er} cas : Etat limite ultime (ELU) :

Sens y-y

Les sollicitations prises en compte sont :

Tableau.VI.15 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (70× 70) cm².

Niveau	Poteau	Sollicitation	
		N _{max} [kN]	M _{corr} [kN. m]
2 sous-sols et RDC	(70× 70)	3478.28	30.70

Position du point d'application de l'effort normale N :

Vérifiée si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{h}{12}$

Tableau.VI.16 : Tableau de vérification de la position du point d'application de l'effort normal N.

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e = \frac{M}{N}$ [cm]	$\frac{h}{12}$ [cm]
2 sous-sols et RDC	(70× 70)	70	1.13	5.83
Constataion	L'effort N de compression se trouve dans la moitié de la hauteur du moyen central. Donc la section sera calculée en compression simple.			

Etat limite ultime de résistance (ELU) :

Tableau.VI.17 : Tableau de calcul des armatures du poteau (70× 70) cm² à l'ELU.

Poteau	b [cm]	h [cm]	B [cm]	N [cm]	σ _b [MPa]	σ _s [MPa]	A' ₁ [cm ²]	Conclusion
							$\frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$	
(70× 70)	70	70	4900	3478280	14.17	348	-99.56	A' ₁ = 0 cm ²

Etat limite de stabilité de forme (ELSF) :

Vérifier si on a une compression excentrée, en utilisant la condition suivante :

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h} < \max \left[50 ; 67 \times \frac{e_1}{h} \right]$$

Tableau.VI.18 : Tableau de vérification de l'existence de la compression excentrée.

Niveau	Poteau	h [cm]	h _K [cm]	l _f [m]	e [m]	λ	max [50 ; 67 × $\frac{e_1}{h}$]
				0.7 × h _K	$\frac{M}{N}$	$3,46 \times \frac{l_f}{h}$	
2 sous-sols et RDC	(70× 70)	70	3.06	2.142	1.13	10.59	50
Conclusion	Compression → la section sera calculée sous excentré les sollicitations majorées suivantes : $\begin{cases} N'_1 = \alpha_1 \times N' \\ M'_1 = N'_1 \times (e + e_a) \end{cases}$						

Calcul des sollicitations majorées :

- **Calcul de l'excentricité additionnelle e_a :**

Tableau.VI.19 : Tableau de calcul de l'excentricité additionnelle.

Niveau	L [cm]	e _a [cm]
		max(2 cm; $\frac{L}{250}$)
2 sous-sols et RDC	306	2

- **Calcul du coefficient α :**

Tableau.VI.20 : Tableau de calcul du coefficient α.

Niveau	e	$\frac{e}{h} \leq 0.75$	α ₁
			$1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$
2 sous-sols et RDC	1.13	0.016	1.02

Tableau.VI.21 : Tableau des sollicitations majorées.

Niveau	Poteau	N' ₁ [kN]	M' ₁ [kN.m]
		α ₁ × N'	N' ₁ × (e + e _a)
2 sous-sols et RDC	(70× 70)	3547.85	111.05

Position du point d'application de l'effort normal de compression N'₁ :

Vérifiée si : $e_1 = \frac{M'_1}{N'_1} \leq \frac{h}{2} - c$

Tableau.VI.22 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N'_1 .

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e_1 = \frac{M'_1}{N'_1}$	$\frac{h}{2} - c$
2 sous-sols et RDC	(70×70)	70	3	28
Conclusion	Le point d'application de l'effort normal de compression N'_1 se trouve à l'intérieur de la section			

Vérification si la section est partiellement comprimée (SPC) :

Vérifier si : $(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1(d - C_1) - M'_1$

(1)

(2)

Tableau.VI.23 : Tableau de vérification si la section est partiellement comprimée.

Niveau	Poteau	é [cm]	M'_1 [kN. m]	(1)	(2)
		$e_1 + (\frac{h}{2} - C_1)$	$N'_1 \times é$	[kN. m]	[kN. m]
2 sous-sols et RDC	(70×70)	31	1078.26	12442.40	869.57
Constatation	(1) > (2) → Section partiellement comprimée, le calcul sera ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment $M'_1 = N'_1 \times é$				

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1078270}{14.17 \times 70 \times 63^2} = 0.274$$

$$\mu = 0.274 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A \text{ n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.41$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.836$$

Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1078270}{348 \times 0.836 \times 63} = 58.83 \text{ cm}^2$$

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 58.83 - \frac{3478.28}{100 \times 348} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Sens x-x

Les sollicitations prises en compte sont :

Tableau.VI.24 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (70× 70) cm².

Niveau	Poteau	Sollicitation	
		N _{max} [kN]	M _{corr} [kN. m]
2 sous-sols et RDC	(70× 70)	3478.28	30.70

Position du point d'application de l'effort normale N :

Vérifier si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{h}{12}$

Tableau.VI.25 : Tableau de vérification de la position du point d'application de l'effort normale N.

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e = \frac{M}{N}$ [cm]	$\frac{h}{12}$ [cm]
2 sous-sols et RDC	(70× 70)	70	3	32
Conclusion	L'effort normal N de compression se trouve dans la moitié de la hauteur du noyau central. Donc la section sera calculée en compression simple.			

Tableau.VI.26 : Tableau des sollicitations majorées.

Niveau	Poteau	N' ₁ [kN]	M ₁ [kN. m]
		$\alpha_1 \times N'$	N' ₁ × (e + e _a)
2 sous-sols et RDC	(70× 70)	2547.84	111.05

Position du point d'application de l'effort normal de compression N'₁ :

Tableau.VI.27 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N'₁.

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e_1 = \frac{M_1}{N'_1}$	$\frac{h}{2} - c$
2 sous-sols et RDC	(70× 70)	70	3.13	28
Conclusion	Le point d'application de l'effort normal de compression N' ₁ se trouve à l'intérieur de la section			

Position du point d'application de l'effort normal N'_1 (1^{er} cas) :

Vérification si la section est partiellement comprimée (SPC) :

$$\text{Vérifier si : } (0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1(d - C_1) - M'_1$$

(1)

(2)

Tableau.VI.28 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N'_1 .

Niveau	Poteau	é [cm]	M'_1 [kN.m]	(1)	(2)
		$e_1 + (\frac{h}{2} - C_1)$	$N'_1 \times é$	[kN.m]	[kN.m]
2 sous-sols et RDC	(70× 70)	31.13	1104.44	12442.40	882.35
Constatation	(1) > (2) → Section partiellement comprimée, le calcul sera ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment $M'_1 = N'_1 \times é$				

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1104440}{14.17 \times 70 \times 63^2} = 0.28$$

$$\mu = 0.28 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A \text{ n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.421$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.832$$

Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1104440}{348 \times 0.832 \times 63} = 60.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 60.55 - \frac{3478.28}{100 \times 348} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

2^{ème} cas : Situation accidentelle :

Les sollicitations prises en compte sont :

Tableau.VI.29 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (70× 70) cm².

Niveau	Poteau	Sollicitation	
		M_{max} [kN]	N_{corr} [kN.m]
2 sous-sols et RDC	(70× 70)	107.72	4889.08

Position du point d'application de l'effort normale N :

$$\text{Vérifier si : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{h}{2} - c$$

Tableau.VI.30 : Tableau de vérification de la position du point d'application de l'effort normale N.

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e = \frac{M}{N}$ [cm]	$\frac{h}{2} - c$ [cm]
2 sous-sols et RDC	(70× 70)	70	2.20	28
Conclusion	L'effort normal N de compression se trouve dans la moitié de la hauteur du noyau central. Donc la section sera calculée en compression simple.			

Tableau.VI.31 : Tableau des sollicitations majorées.

Niveau	Poteau	N' ₁ [kN]	M ₁ [kN.m]
		$\alpha_1 \times N'$	$N'_1 \times (e + e_a)$
2 sous-sols et RDC	(70× 70)	4986.86	156.09

Vérification si la section est partiellement comprimée (SPC) :

$$\text{Vérifier si : } (0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1(d - C_1) - M'_1$$

(1)

(2)

Tableau.VI.32 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N'₁.

Niveau	Poteau	é [cm]	M' ₁ [kN.m]	(1)	(2)
		$e_1 + (\frac{h}{2} - C_1)$	$N'_1 \times é$	[kN.m]	[kN.m]
2 sous-sols et RDC	(70× 70)	30.2	1506.03	12442.40	1286.61
Constatation	(1) > (2) → Section partiellement comprimée, le calcul sera ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment $M'_1 = N'_1 \times é$				

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1506030}{14.17 \times 70 \times 63^2} = 0.38$$

$$\mu = 0.28 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A \text{ n'existe pas et ; } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.64$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.75$$

Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1506030}{348 \times 0.75 \times 63} = 91.59 \text{ cm}^2$$

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 91.59 - \frac{3478.28}{100 \times 348} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

3^{ème} cas : Situation accidentelle :

Les sollicitations prises en compte sont :

Tableau.VI.33 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (70× 70) cm².

Niveau	Poteau	Sollicitation	
		M _{max} [kN]	N _{corr} [kN. m]
2 sous-sols et RDC	(70× 70)	262.19	4889.08

Position du point d’application de l’effort normale N :

Vérifier si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{h}{2} - c$

Tableau.VI.34 : Tableau de vérification de la position du point d’application de l’effort normale N.

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e = \frac{M}{N}$ [cm]	$\frac{h}{2} - c$ [cm]
2 sous-sols et RDC	(70× 70)	70	5.36	28
Conclusion	L’effort normal N de compression se trouve dans la moitié de la hauteur du noyau central. Donc la section sera calculée en compression simple.			

Vérification si la section est partiellement comprimée (SPC) :

Vérifier si : $(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1(d - C_1) - M'_1$

(1)

(2)

Tableau.VI.35 : Tableau de vérification de la position du point d'application de N'_1 .

Niveau	Poteau	é [cm]	M'_1 [kN. m]	(1)	(2)
		$e_1 + (\frac{h}{2} - C_1)$	$N'_1 \times é$	[kN. m]	[kN. m]
2 sous-sols et RDC	(70× 70)	33.36	1663.62	12442.40	1129.02
Constatation	(1) > (2) → Section partiellement comprimée, le calcul sera ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment $M'_1 = N'_1 \times é$				

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M'_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1663620}{14.17 \times 70 \times 63^2} = 0.39$$

$$\mu = 0.28 < \mu_L = 0.392 \rightarrow A \text{ n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.66$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.74$$

Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{M'_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1663620}{348 \times 0.74 \times 63} = 102.54 \text{ cm}^2$$

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 102.54 - \frac{3478.28}{100 \times 348} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

4^{ème} cas : Situation accidentelle :

Les sollicitations prises en compte sont :

Tableau.VI.36 : Tableau des sollicitations maximales sur le poteau (70× 70) cm².

Niveau	Poteau	Sollicitation	
		N_{min} [kN]	M_{corr} [kN. m]
2 sous-sols et RDC	(70× 70)	-2834,15	-201,70

Position du point d'application de l'effort normale N :

Vérifier si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{h}{2} - c$

Tableau.VI.37 : Tableau de vérification de la position du point d'application de l'effort normale N.

Niveau	Poteau	h [cm]	Condition	
			$e = \frac{M}{N}$ [cm]	$\frac{h}{2} - c$ [cm]
2 sous-sols et RDC	(70× 70)	70	7.15	28
Conclusion	L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composé dans majoration des efforts. N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieure de la section qui est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment fictif : $M_F = N \times e$			

Vésication de l'existence de A' :

$$M_F = N \times e \text{ Avec: } e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 35.15 \text{ cm.}$$

$$M_F = N \times e_0 = -996.20 \text{ kN.m}$$

$$A_{FC1} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Ferrailage adopté :

La section adopté pour les poteaux (70× 70) cm² est :

$$A = \max(A_{cal}; A_{RPA}; A_{BAEL}) = 24.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 14T16 \rightarrow A = 28.15 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement L_r :

Tableau.VI.38 : Tableau de détermination de la longueur de recouvrement.

Poteau	$\phi_{1 \max}$ [mm]	ϕ_t [cm]
		40 $\phi_{1 \max}$
(70× 70)	16	64

- **Calcul des armatures transversales :**

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\text{Vérifier si : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ [Article A5.2.21 / BAEL91]}$$

Tableau.VI.39 : Tableau de la vérification si A_t sont \perp à la ligne moyenne.

Poteau	T_u^{max} [N]	Contrainte	τ_u [MPa]	$\bar{\tau}_u$ [MPa]	Conclusion
		Formule	$\frac{T_u^{max}}{b \times d}$	$\min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA})$	
(70× 70)	243280	Valeur	0.55	3.33	Les armatures transversales Sont perpendiculaires à la Ligne moyenne du poteau → $\alpha = 90^\circ$

Le diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \frac{1}{3} \phi_{l \max}$$

Tableau.VI.40 : Tableau du diamètre des armatures transversales du poteau.

Poteau	$\phi_{l \max}$ [mm]	ϕ_t [mm]	Choix d'armatures	
		$\frac{1}{3} \phi_{l \max}$	Nuance d'acier	ϕ_t [mm]
(70× 70)	16	5.33	FeE235	8

L'espacement des armatures transversales :

Tableau.VI.41 : Tableau de l'espacement des armatures transversales du poteau(70× 70) cm².

Poteau	$\phi_{l \min}$ [cm]	$\delta_{t \text{ cal}}$	Selon LE BAEL91 (Zone IIa)	Selon le RPA99, V2003 (Zone IIa)	
				Zone nodale	Zone courante
			$\min(15\phi_L, 40 \text{ cm}, b + 10 \text{ cm})$	$\min(10\phi_l; 15\text{cm})$	$15\phi_L$
(70× 70)	1.4	Valeur [cm]	21	14	21
		$\delta_{t \text{ adopté}}$ [cm]	15	10	15

Armatures transversales minimales :

Tableau.VI.42 : Tableau des armatures transversales minimales du poteau(70× 70) cm².

Poteau	L _f [cm]	λ _g	Formule	A _{min} [cm ²]
(70× 70)	0.7 × h	$\frac{L_f}{h}$	3 < λ _g < 5	0.0055% × b × δ _t
	214.2	3.57		3.02

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres :

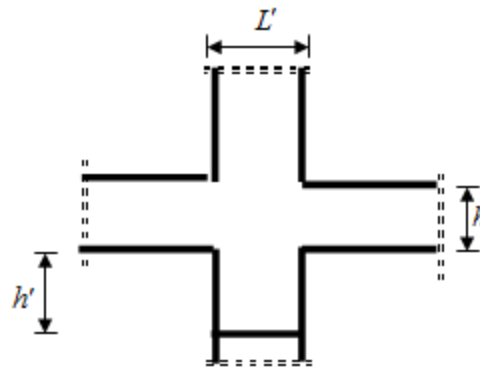


Fig.VI.9 : Zone nodale du poteau.

Tableau.VI.43 : Tableau de la détermination de la zone nodale du poteau.

Poteau	h [cm]	L' [cm]	h' [cm]
(70× 70)	70	2 h	$\max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right)$
		140	70

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s’effectuera de la même manière que le poteau précédant « Poteau (70× 70) cm² » ; et ce ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

➤ **Armatures minimales :**

Selon le BAEL 91 : $A_{min} \geq \max\left[0,2 \times \frac{b \times h}{100}; 8 \times \frac{b+h}{100}\right]$

Selon le RPA : $A_{\min} = 0,8\%B$

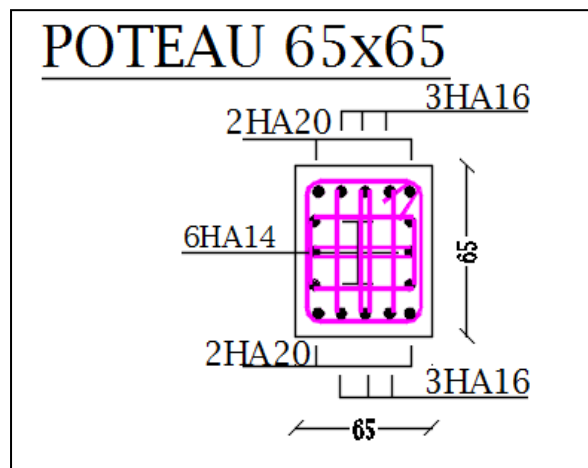
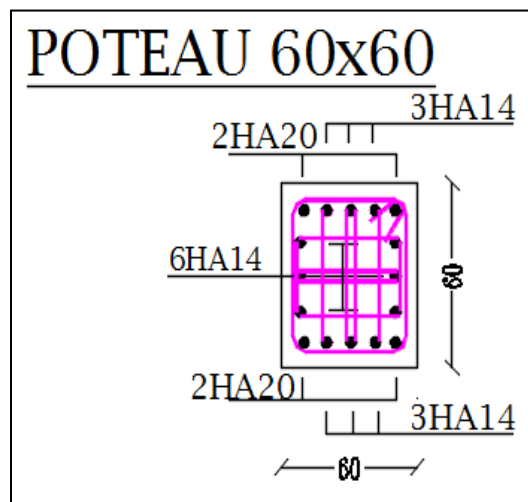
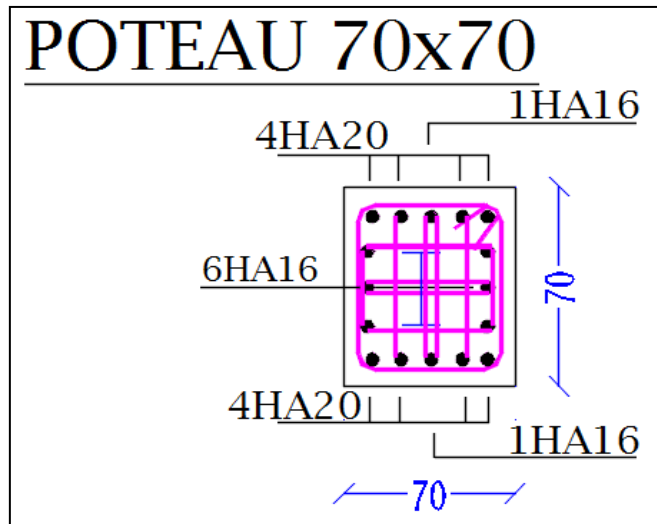
Tableau.VI.44 : Tableau récapitulatif des armatures selon le BAEL et le RPA/V2003.

Poteaux	Dimensions	$A_{BAEL} 0,2 \times \frac{b \times h}{100}$	$8 \times \frac{b+h}{100}$	A_{RPA} $0,008 \times b \times h$
2 S-sols et RDC	(70x70)	9.8	11.2	39.2
1 ^{er} → 3 ^{ème}	(65x65)	8.45	10.4	33.8
4 ^{ème} → 6 ^{ème}	(60x60)	7.2	9.6	28.8
7 ^{ème} → 9 ^{ème}	(55x55)	6.05	8.8	24.2
10 ^{ème} → 12 ^{ème}	(50x50)	5	8	20

Tableau.VI.45 : Tableau récapitulatif de toutes les armatures.

Sections	A RPA [cm ²]	Choix	A [cm ²] adopté	Recouvrement
(70x70)	39.2	8T20+8T16	41.22	80
(65x65)	33.8	4T20+6T16+6T14	33.87	80
(60x60)	28.8	4T20+12T14	31.038	80
(55x55)	24.2	4T16+12T14	26.52	64
(50x50)	20	4T16+8T14	20.36	64

1.2.1. Dessin de ferrailage :



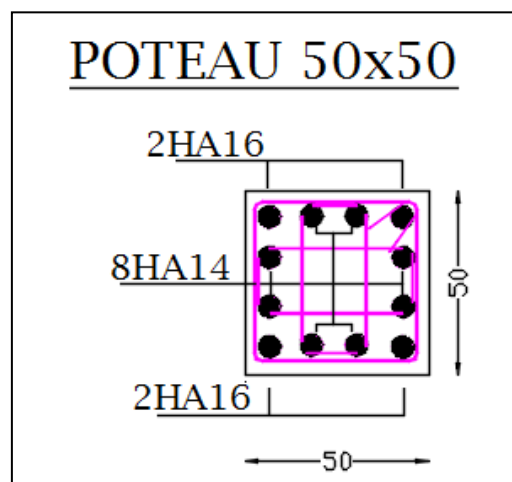
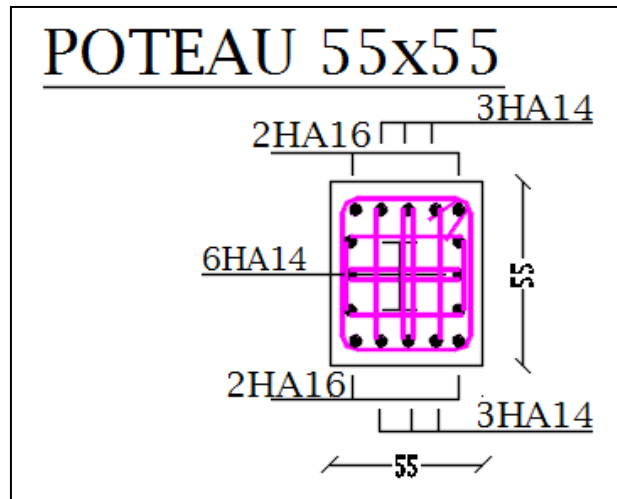


Fig.VI.10 : Dessin de ferrailage des poutres.

Chapitre IIV :

Etude des voiles

1. Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- Voile de contreventement et
- Voile périphérique du sous-sol.

2. Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 du RPA 99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 " CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le **[RPA99 (version 2003)/7.7.1]** (voir chapitre II)
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrailages suivants:

- Des aciers verticaux et
- Des aciers horizontaux. **[RPA99/2003/7.7.4]**

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} - 1.35G + 1.5Q \\ - G \pm Q \pm E \\ - 0.8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/V.5.2]}$$

2.1. les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens (voir fig .VIII.1), ils seront calculés en flexion composées avec effort tranchant.**[RPA99/7.7.4]**

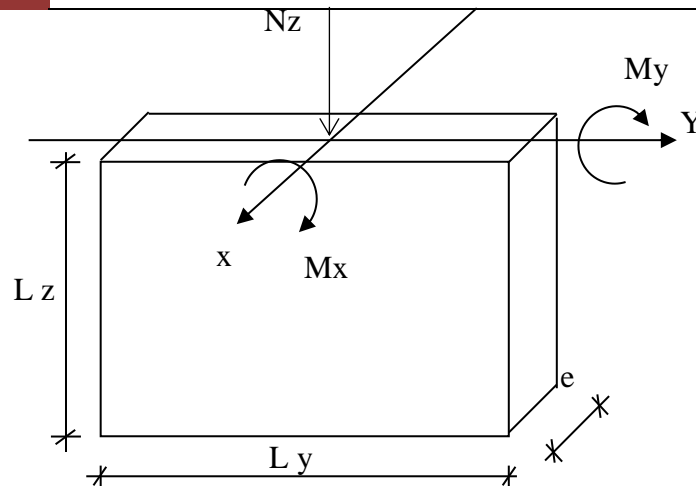


Fig.VII.1 : Les sollicitations de calcul d'un voile.

➤ **Sens x-x :**

$N_z ; M_x \Rightarrow$ section des armatures verticales à l'extrémité du voile (voir figure. VIII.2)

➤ **Sens y-y :**

$N_z ; M_y \Rightarrow$ section des armatures verticales parallèle au parement du voile (Voir figure. VIII.2).

☑ **Condition du RPA99 (version 2003)/7.7.4.1 :**

• Les armatures minimales :

✓ A chacune des extrémités du voile $\rightarrow A_V \geq 4HA10$.

✓ En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0.10\%$$

$$A_2 = (L \times e \times 0.15\%) - 2 A_V$$

$$A'_V = \max (A_1; A_2)$$

✓ Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.

✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

• Espacement des barres verticales :

✓ $S = \min (1.5e ; 30\text{cm}) \rightarrow$ en zone courante.

✓ A chaque extrémité du voile (l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile (figure IX-2). Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).

- ✓ Le diamètre des barres verticales du voile : $\Phi \leq \frac{L}{10} e$.

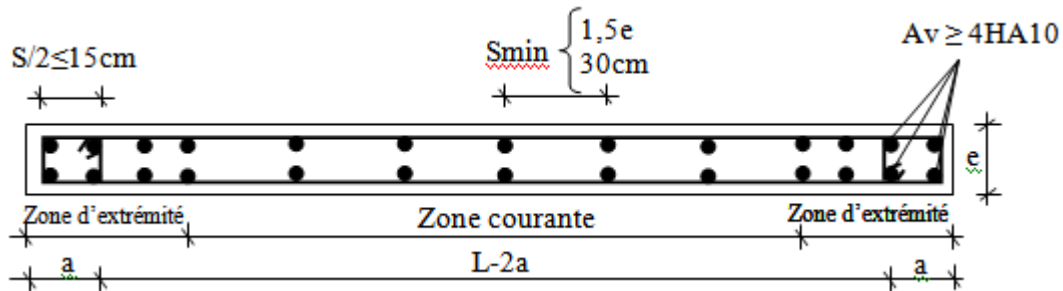


Fig.VII.2 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

2.2. Les Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont des armatures de répartition avec :

- Calcul des armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

Avec $k=1$; $\gamma_s=1$.

➤ Disposition des armatures : [RPA99/2003/7.7.4.2]

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° cm au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible et
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

❖ **Exemple de calcul :**

1- Vérification au flambement :

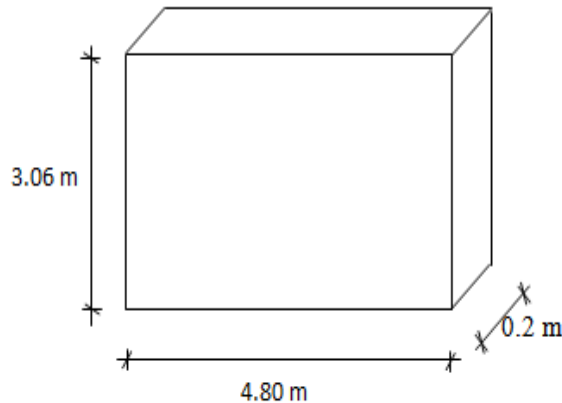


Fig. VIII. 3 : Voile le plus défavorable

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot e_a}{h}; 100 \right) \right]$$

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

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{67 \cdot 2}{100}; 100 \right) \right]$$

$$\bar{\lambda} = 50$$

$$\lambda = L_f \frac{\sqrt{12}}{a}$$

$$L_f = 0.7 \times 257.6 = 180.32 \text{ cm}.$$

$$\lambda = 180.32 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 31.23$$

$\lambda = 31.23 < \bar{\lambda} = 50 \Rightarrow$ le calcul se fera à la flexion composée.

- Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier « robot bat » les sollicitations maximales sont :

2- Calcul du ferrailage :

➤ Sens x-x :

$$\begin{cases} N_z=4068.44\text{KN.} \\ M_x=1465.25\text{KN.m} \end{cases}$$

La section de calcul est de dimensions (bx100cm) (bande de 1m de largeur)

-calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{1465.25}{4068.44} \times 100 = 36\text{cm} \leq \frac{h}{2} - c = 50 - 10 = 40\text{cm}$$

$$(1) = (0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 100 - 0.81 \times 10) \times 14.78 \times 20 \times 100 = 756736\text{N.m.}$$

$$(2) = N \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 4068440 \left(36 + \frac{100}{2} - 10 \right) \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow M_1 = 3092014\text{N.m}$$

$$(2) = 4068440 \times (90 - 10) \cdot 10^{-2} - 3092014 = 481627.4\text{N.m}$$

$$(1) \geq (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

3- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_x}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{3092014}{14.78 \times 20 \times (90)^2} = 0.129$$

$$\mu = 0.129 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.173$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.931$$

• Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{3092014}{400 \times 0.931 \times 90} = 9.22\text{cm}^2 / m_L$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 9.22 - \frac{4068440}{100 \times 400} = -21.25\text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0\text{cm}^2 / m_L$$

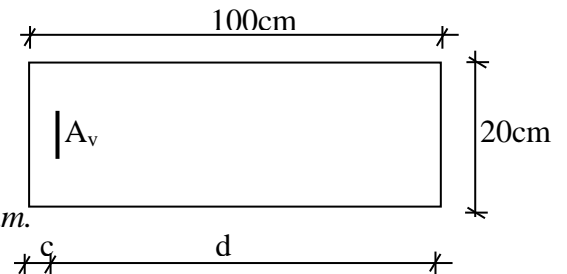


Fig.VII.4: Section de calcul

- Armature minimale :

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 3 \text{cm}^2 / \text{m}_L$$

- Choix :

$$5T12/\text{m}_L \rightarrow A = 5.65 \text{cm}^2 / \text{m}_L.$$

- Sens y-y :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = 4068.44 \text{KN} \\ M_y = 43.75 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$M_y = 43.75 \text{KN.m}$$

- 4- calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{43.75}{4068.44} \times 100 = 1 \text{cm} \leq \frac{h}{2} - c = 40 \text{cm}.$$

$$(1) = (0.337 \cdot h - 0.81 \times c_1) \cdot \sigma_b \cdot b \cdot h$$

$$= (0.337 \times 20 - 0.81 \times 2) \times 14.78 \times 20 \times 100 = 151347.2 \text{N.m.}$$

$$(2) = N \cdot (d - c_1) - M_1$$

$$M_1 = N \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 4068440 \left(1 + \frac{20}{2} - 2 \right) \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow M_1 = 36615.96 \text{N.m}$$

$$(2) = 4068440 \times (18 - 2) \cdot 10^{-2} - 36615.96 = 28479.1 \text{N.m}$$

$$(1) \geq (2) \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif M_1 .

- 5- Vérification de l'existence de A' :

$$\mu = \frac{M_y}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{36615.96}{14.78 \times 20 \times (18)^2} = 0.175$$

$$\mu = 0.175 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.00} = 400 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.241$$

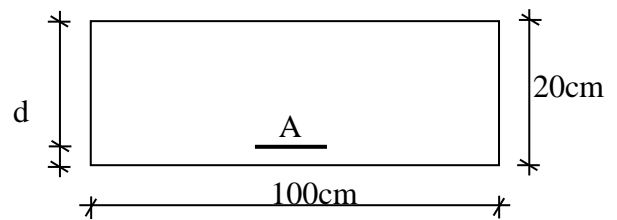


Fig.VII.5: Section de calcul

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.904$$

- Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{36615.96}{400 \times 0.904 \times 18} = 5.63 \text{ cm}^2 / m_L$$

On revient à la sollicitation réelle :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_y} = 5.63 - \frac{4068440}{100 \times 400} = -7.50 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Armature minimale :

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 3 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix :

$$5T12/m_L \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Le choix des armatures :

Sens x-x : les armatures verticales : deux nappes de 5T12 / m_L

Sens y-y : les armatures horizontales : deux nappes de 5T12 / m_L

- L'espacement minimal des barres verticales et horizontales :

Selon RPA99 (version 2003) :

$$- S \leq \min(1.5x_a ; 30\text{cm})$$

- $S \leq \min(1.5x_{20} ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$, alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : $S \leq 30\text{cm}$.

Donc, on adoptera un espacement : $S = 20\text{cm}$.

$$S' = 20/2 = 10\text{cm}$$

3. Calcul des armatures transversales :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = 3.478\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{e \times d} ; T = 1.4T_u$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times 63.28 \times 10^3}{20 \times 90 \times 100} = 0.49\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

- Espacement des armatures transversales :

$$S \leq \min (1.5 \times 20 ; 30 \text{cm}) = 30 \text{cm}$$

Donc on adoptera un espacement : $S = 20 \text{cm}$.

- Armatures transversales :

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{0.49}{0.9 \times \frac{400}{1}} \times 20 \times 20 = 0.54 \text{cm}^2$$

- Armatures transversales minimales :

$$\frac{A_{t \min}}{b \times S} \geq \frac{1}{f_e} \min \left[\frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{MPa} \right]$$

$$\Rightarrow A_{t \min} \geq \frac{b \times S}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{0.49}{2} \Rightarrow A_{t \min} = 0.24 \text{cm}^2$$

- Choix :

$$2\phi 8 \rightarrow A = 1.00 \text{cm}^2$$

4. Etude des voiles périphérique :

Selon le RPA99 (version 2003) **article 10.1.2**, Les ossatures au-dessous du niveau de base, formées de poteaux cours doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau des fondations et le niveau de base.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- Epaisseur $\geq 15 \text{cm}$
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10% dans les deux sens (horizontal et vertical)-les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

- Détermination des sollicitations :

- calcul de l'effort N :

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e = 1 \times 4.80 \times 0.20 = 0.960 \text{m}^3$$

$$P_{pr} = 2500 \times 0.960 = 2400 \text{Kg.}$$

- Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$N = 1.35 \times 2400 = 3240 \text{daN}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$N = P_{pr} = 24000 \text{ KN}$$

b) Calcul de la poussée des terres :

$$q = K_p \cdot \gamma \cdot h$$

avec :

K_p : Coefficient de poussée ;

K_q : Coefficient du aux surcharge ;

h : Hauteur du voile ;

γ : Masse volumique des terres et

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3} \varphi$; $\varphi = 35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

$$\gamma = 1700 \text{ Kg/m}^3$$

$$K_p = 0.247.$$

• Calcul des contraintes :

$$\sigma_0 = 0$$

$$\sigma_{266} = 0.247 \times 17 \times 4.80 = 20.155 \text{ KN / m}^2$$

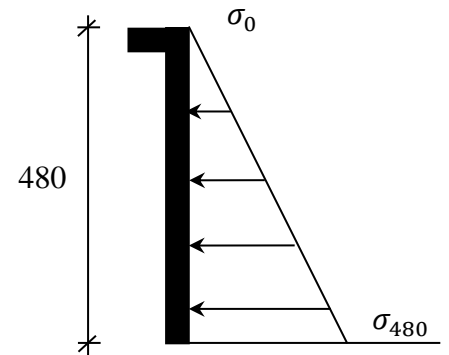


Fig.VII.6 : Contrainte du voile

On va considèrer le voile une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie q.

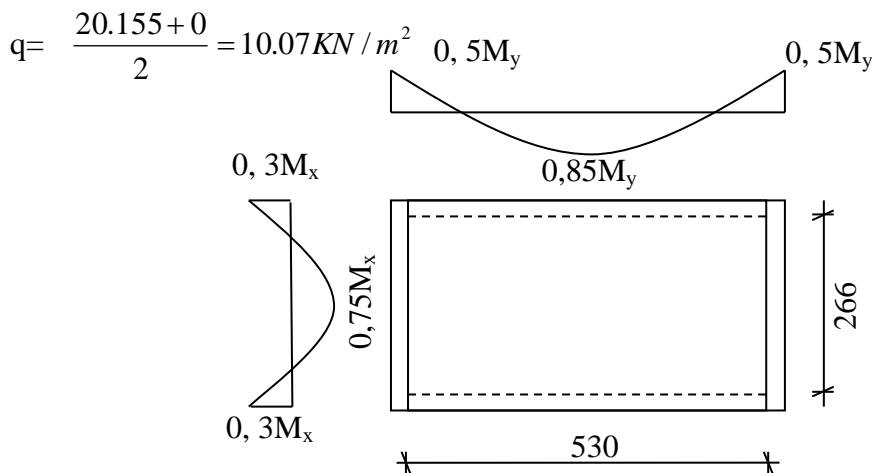


Fig.VII.7: Panneau de dalle appuie sur 4 coté

❖ Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1.35 \times 558 = 753.3 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1.00 = 7533 \text{ daN/m}_L.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_s = 558 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur

$$\bar{q}_{ser} = q_{ser} \times 1.00 = 558 \text{ daN/m}_L.$$

• Calcul des sollicitations :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{266}{530} = 0.50$$

$\rho = 0.50 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle porte suivant deux sens.

• Calcul des moments :

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

➤ Etat limite ultime :

$$\rho = 0.50 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0951 \\ \mu_y^u = 0.2500 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^u = 0.0951 \times 753.3 \times 2.66^2 = 506.89 \text{ daN.m} \\ M_y^u = 0.2500 \times 506.89 = 126.73 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service:

$$\rho = 0.44 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0.0987 \\ \mu_y^{ser} = 0.3758 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^{ser} = 0.0987 \times 558 \times 2.66^2 = 389.68 \text{ daN.m} \\ M_y^{ser} = 0.3758 \times 389.68 = 146.44 \text{ daN.m} \end{cases}$$

Tableau.VIII.1 : Tableau récapitulatif des sollicitations :

combinaison	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a (daN.m)	-152.07	-116.9	-63.4	-73.22
M_t (daN.m)	380.16	292.26	95.05	124.4

➤ Calcul des ferrailages :

• Enrobage :

Fissuration préjudiciable $\longrightarrow a = 2\text{cm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{20}{10} = 2\text{cm}$$

En prend : $\phi = 1\text{cm}$

Donc :

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{1}{2} = 2.5\text{cm} \\ C_y = a + 1 + \frac{1}{2} = 3.5\text{cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} d_x = h_0 - c_x = 17.5\text{cm} \\ d_y = h_0 - c_y = 16.5\text{cm} \end{cases}$$

Le ferrailage en appui et en travée est le même en va prendre le moment maximal (moment en travée).

❖ Sens x-x :

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{tx}^u = 380.16\text{daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3801.6}{11.33 \times 100 \times (17.5)^2} = 0.011$$

$$\mu = 0.011 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.014$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,994$$

- Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3801.6}{348 \times 0.994 \times 17.5} = 1,63 \text{cm}^2/\text{m}_L$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{cm}^2/\text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,60 \text{cm}^2/\text{m}_L$$

- Espacement maximal des armatures:

$$L'écartement des armatures : \delta \leq \min (3h_d ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

- Choix des armatures:

$$5\text{T}10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3,93 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

- Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 292.26 \text{daN.m}$$

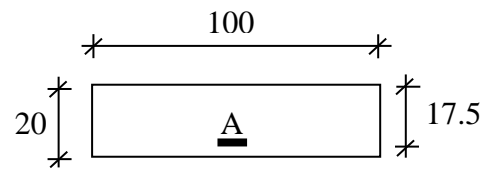


Fig.VII.8: Section de calcul en travée (x-x)

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 3.93}{100} = 0.58$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0.58 \times 17.5 = 20.3$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.58 + \sqrt{0.58^2 + 20.3} = 3.96 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3.96^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (17.5 - 3.96)^2 = 12877.37 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{Ms}{I} = \frac{2922.6}{12877.37} = 0.227$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0.227 \times 3.96 = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0.227 \times (17.5 - 3.96) = 46.1 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3.f_e ; 150\eta) = \min(2/3 \times 400 ; 150 \times 1.6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6.f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

❖ **Sens y-y :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_{ty}^u = 95.05 \text{ daN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{950.5}{11.33 \times 100 \times (16.5)^2} = 0.003$$

$$\mu = 0.003 < \mu_{AB} = 0.186 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000 \varepsilon_s = 10 > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.004$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.998$$

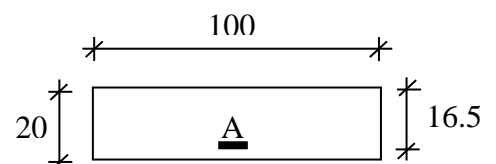


Fig.VII.9: Section de calcul en travée (y-y)

- Détermination des armatures:

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{950.5}{348 \times 0.998 \times 16.5} = 0,16 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

Dalle pleine (barres à haute adhérence de classe FeE400) ;

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

- Espacement maximal des armatures:

L'écartement des armatures : $\delta \leq \min(3h_d ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

- Choix des armatures:

$$5T10 / \text{m}_L \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{m}_L$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

- Etat limite de service (E. L.S.) :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 124,4 \text{ daN.m}$$

$$D = \frac{15.A}{B} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,58$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,58 \times 16,5 = 19,14$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,58 + \sqrt{0,58^2 + 19,14} = 3,83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - Y_1)^2 = \frac{100 \times 3,83^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (16,5 - 3,83)^2 = 11335,9 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{1244}{11335,9} = 0,11$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,11 \times 3,83 = 0,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - Y_1) = 15 \times 0,11 \times (16,5 - 3,83) = 20,9 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3.f_e ; 150\eta) = \min(2/3 \times 400 ; 150 \times 1,6) = 240 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6.f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

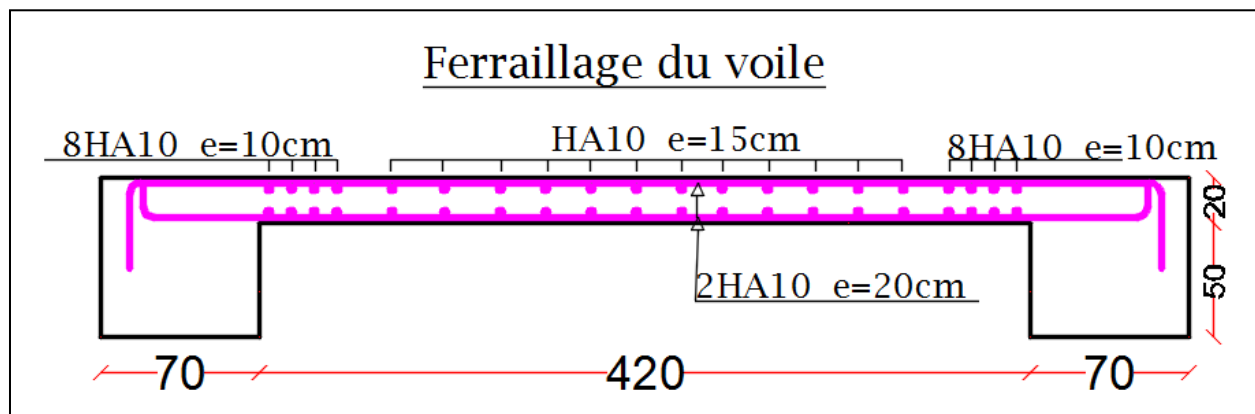
$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues}$$

Donc le ferrailage sera deux nappes, T10 espacés de 15cm pour le ferrailage vertical.

Pour le ferrailage horizontal on adopte deux nappes de T10 espacés de 20 cm.

5. Dessin de ferrailage :

Ferrailage du voile



Chapitre VIII :

Etude de l'infrastructure

1. Introduction :

Les fondations sont les éléments d'assises de la structure, qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges venant de la superstructure (poteaux, voiles...) c'est l'enjeu essentiel de la construction de l'ouvrage.

Ils servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir le poids propre ou les charges permanentes, les surcharge d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Pour déterminer le type de fondation qui convient mieux à supporter l'ouvrage, il est nécessaire de procéder à un calcul préliminaire à fin d'adopter une solution qui parait satisfaisante et convenable avec notre structure, l'ingénieur réalise une étude sur la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage, les forces mise en jeu et les tassements admissibles. La nature du terrain va déterminer en grande partie le type de fondation à utiliser, Le choix du type de fondation se fait selon :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Il existe plusieurs types de fondations dont :

a) Fondations superficielles :

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Radier général.

b) Fondations profondes :

- Semelles sur puits.
- Semelles sur pieux.

2. Calcul de la semelle isolée :

2.1. Pré dimensionnement :

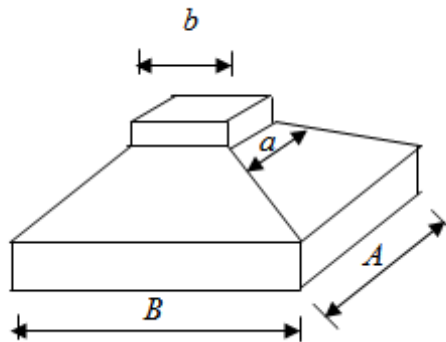


Fig.VIII.1 : Semelle isolée.

Pour le redimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal $N_{u\ max}$ qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicité.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N_u}{A \times B} \leq \overline{\sigma_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma_{sol}}} \\ A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B \end{array} \right.$$

Tableau.VIII.1 : Tableau de pré-dimensionnement de la semelle isolée.

Semelle	a [cm]	b [cm]	N _u [kN]	$\overline{\sigma_{sol}}$ [MPa]	B [cm]	On adopte	
						B [cm]	A [cm]
Centre	70	70	38517.37	1.6	124.12	316	316
Rive	70	70	38517.37		124.12	316	316

Conclusion :

D'après le redimensionnement des semelles isolées on conclue que ces dernières se chevauchent suivant une seule direction.

3. Calcul d'un radier nervuré :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures.

Le calcul suivant est présenté pour le panneau le plus défavorable.

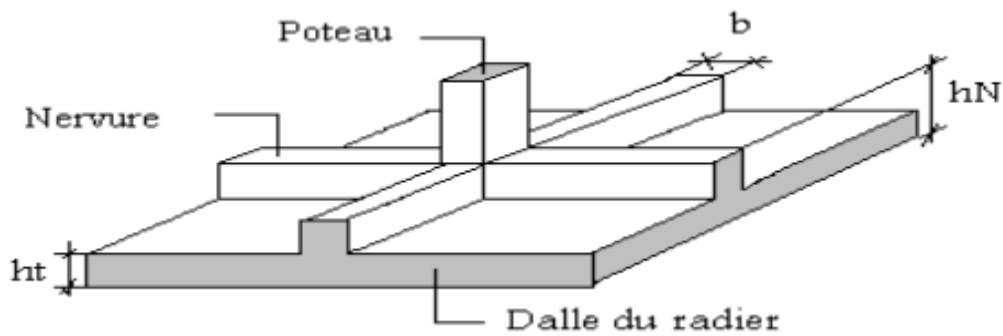


Fig.VIII.2: Schéma du radier nervuré.

Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

Tableau.VIII.2 : Tableau des combinaisons de calcul du radier nervuré.

Situation	ELU	ELS	ACC
Combinaison	1.35G + 1.5Q	G + Q	G + Q + E
			0.8G + E
			0.8G - E

3.1. Pré-dimensionnement du radier :

3.1.1. Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

➤ **Condition forfaitaire :**

On a : $\frac{L_{max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{20}$ [Article 7.6.8, 424 / BAEL91]

Tableau.VIII.3 : Tableau d'application de la condition forfaitaire pour le radier nervuré.

	L_{max} [cm]	$\frac{L_{max}}{25}$ [cm]	$\frac{L_{max}}{20}$ [cm]	h_1 [cm]
Valeur	550	22	27.5	30

L_{max} : La plus grande portée entre axe des poteaux en (cm).

➤ **Condition de non cisaillement : [CBA A.5.2.2/A5.1.1]**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}, 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T_u^{\max}}{b \times 0,9h} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{[BAEL91/A5.1,1]}$$

$$T_u = \frac{q \times L}{2}$$

$$q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}}$$

$$h \geq \frac{T_u^{\max}}{b \times 0,9 \times \bar{\tau}_u}$$

$$N_u = 47896,90$$

$$L = 5,50 \text{ m}$$

$$S = 514,44 \text{ m}^2$$

$$h_d \geq 11,38 \text{ cm}$$

On prend $h_d = 50 \text{ cm}$.

3.1.2. Nervure :

a) Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \quad \text{et} \quad \lambda = \sqrt[4]{\frac{k \times b}{4 \times D}} \quad \text{et} \quad D = E \times I \Rightarrow L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient de raideur du sol.

Pour un sol de densité moyenne, $K = 40 \text{ MN/m}^3$ [HENRY THONIER] ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 277).

E : module d'Young du béton ($E = 3,21 \cdot 10^4 \text{ MPa}$);

I : inertie du radier ; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,82 \text{ m}$$

$$h_n = 1,00 \text{ m.}$$

b) Condition de coffrage :

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{550}{10} = 55 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}$$

c) Condition de la flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 36.67 < h < 50$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

d) Condition de non poinçonnement : [CBA 93/ A.5.2.4.2]

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots (1)$$

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R.

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier;

h : Epaisseur totale du radier.

Pour notre structure,

$Q_{umax} = 47896.90 \text{ kN}$ appliquée par un poteau de section carré (40x65) cm^2 .

$$U_c = 2 + (a_1 + b_1) \text{ et } \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases} \rightarrow U_c = 2 (a + b + 2h)$$

a : section du poteau le plus sollicité

$$N_u \leq 0,045 \times 2(0,4 + 0,65 + 2 \cdot h)h \cdot 25 \cdot 10^3$$

L'inégalité (1) devient : $4500h^2 + 3150h - 47896.90 \geq 0 \Rightarrow h > 0,50 \text{ m}$

Pour satisfaire les conditions suivantes, soit $h_n = 100 \text{ cm}$.

Épaisseur de la dalle du radier : $h = 50 \text{ cm}$

$$\text{Dimensions de la nervure : } \begin{cases} h = 100 \text{ cm} \\ b = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

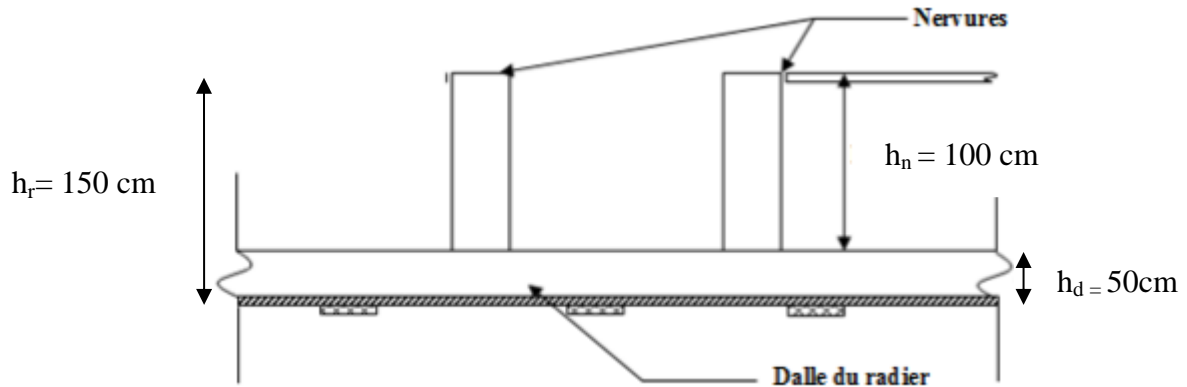


Fig.VIII.3 : Dimensions du radier.

3.2. Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3 h \leq b_0 \leq 0,7 h ; 45 \leq b_0 \leq 105$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L-b_0}{2} ; \frac{L}{10} \right) ;$$

$$b = 2 b_1 + b_0$$

$$L_x = 550 \text{ cm}; L_y = 480 \text{ cm}.$$

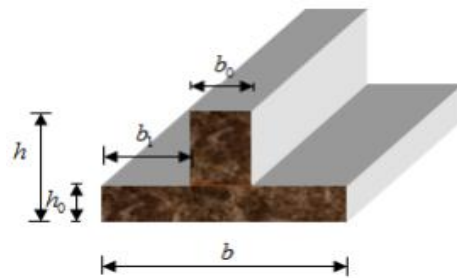


Fig.VIII.4: dimensions de la poutre.

Tableau.VIII.4: Tableau récapitulatif des dimensions des poutres.

Type des poutres	h [cm]	h ₀ [cm]	b ₀ [cm]	b ₁ [cm]	b [cm]
Poutre principale	150	50	50	40	130
Poutre secondaire	150	50	50	40	130

➤ **Surface nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{max}}$$

$$N_{ser} = 72652,68 \text{ KN}$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 1,6 \text{ bar} \longrightarrow S_{\text{néc}} > \frac{72652,68}{1,6 \times 100} = 454,08 \text{ m}^2 > S_{\text{bat}} = 381.3471 \text{ m}^2$$

➤ **Constatation :**

On constate que la surface nécessaire $S_{\text{néc}}$ est supérieure à la surface du bâtiment S_{bat} ($S_{\text{néc}} > S_{\text{bat}}$), alors on a besoin d'un débord qui est calculer par la formule suivante :

$$l_d \geq \max \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{150}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 75 \text{ cm}$$

Donc on ajoute au radier un débord de largeur $l_d = 1 \text{ m}$ de chaque côté.

D'où :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + l_d \times P$$

S_{radier} : surface du radier

P: le périmètre du bâtiment.

$$S_{\text{radier}} = 418.44 + 1 \times 100 = 514.44 \text{ m}^2$$

Donc la surface totale du radier est de 514.44 m^2 .

3.3. Détermination des sollicitations :

➤ **Caractéristiques du radier :**

$h = 150 \text{ cm}$; $h_d = 50 \text{ cm}$; $h_n = 100 \text{ cm}$.

- Surface du radier : $S_{\text{radier}} = 514.44 \text{ m}^2$
- Moments d'inertie (AutoCAD) :

$$I_{XX} = 15223.93 \text{ m}^4 ; I_{YY} = 18365.63 \text{ m}^4$$

- *Centre de gravité:*

$$X_G = 14.19 \text{ m}$$

$$Y_G = 9.33 \text{ m}$$

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 514.44 \Rightarrow Q_r = 2572.2$$

➤ **Combinaisons d'actions :**

✓ **Etat limite ultime (ELU) :**

Tableau.VIII.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELU.

Formule	N_u^1 [KN]	N_u^2 [kN]	N_u [KN]	M_x [kN. m]	M_y
$N_u^1 + N_u^2$ $(1,35G + 1,5Q) + 1,5Q_r$	87696,92	3660,45	47896.90	69.23	112.29

Avec :

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_x \times (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_y \times (y_i - y_g))$$

✓ **Situation accidentelle (ACC) :**

Tableau.VIII.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'état accidentel.

Formule	N_a^1 [KN]	N_a^2 [kN]	N_a [KN]	M_x [kN. m]	M_y
$N_a^1 + N_a^2$ $(G + Q \pm E) + (Q_r)$	64123,24	2572.2	51940.01	790.03	820.31

✓ **Etat limite service (E.L.S) :**

Tableau.VIII.7 : Tableau récapitulatif des sollicitations à l'ELS.

Formule	N_s^1 [KN]	N_s^2 [kN]	N_s [KN]	M_x [kN. m]	M_y
$N_a^1 + N_a^2$ $(G + Q) + (Q_r)$	64123,24	2572.2	38517.37	41.51	60.45

➤ Vérification des contraintes sous radier :

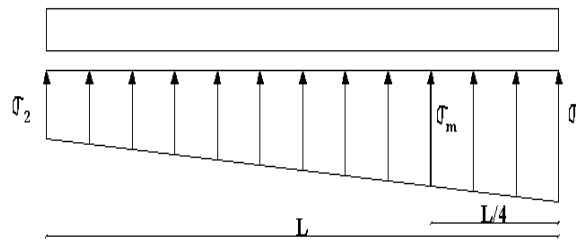


Fig.VIII.5: Distribution des contraintes sous le radier.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I} \cdot v$$

$$N_u = 38517.37 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 1,6 \text{ bars}$$

Suivant l'article de RPA99/V2003 :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure

Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

$$N_u = 150971,07 \text{ kN}$$

Suivant l'article de RPA99/V2003[10.1.4.1]

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 2 \times \bar{\sigma}_{sol} = 3,2 \text{ bars}$$

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{47896.90}{514.11} \pm \frac{69.23}{15223.93} \cdot 17,16 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,87 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} ; \sigma_2 = 1,87 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,87 \text{ bars}$$

Sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{47896.90}{514.44} \pm \frac{112.29}{18365.63} \cdot 9,53 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,87 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 1,87 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,87 \text{ bars}$$

✓ **Etat limite service (E.L.S)**

$$N_s = 38517.37 \text{ kN}$$

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{38517.37}{514.44} \pm \frac{41.51}{15223.93} \cdot 17,16 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,36 \text{ bars}$$

Sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{38517.37}{514.44} \pm \frac{60.45}{18365.63} \cdot 9,53 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,36 \text{ bars}$$

✓ **Situation accidentelle :**

$$N_a = 51940.01 \text{ kN}$$

Sens x-x :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \cdot v_x \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{51940.01}{514.44} \pm \frac{790.03}{15223.93} \cdot 17,16 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,36 \text{ bars}$$

Sens y-y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \cdot v_y \right] \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{1,2} = \left[\frac{51940.01}{514.44} \pm \frac{820.31}{18365.63} \cdot 8,90 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} ; \sigma_2 = 1,36 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{\text{adm}}$$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,36 \text{ bars}$

➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :**

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z \text{ Avec :}$$

P : Poids du bâtiment (61862.14 kN)

S : Surface d'assise du bâtiment;

Z : L'ancrage

γ : Poids volumique de l'eau ; $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z.$$

$$= 1,5 \times 514.44 \times 10 \times 3.06 = 23612.80 \text{ kN}$$

$P = 61862.14 \text{ kN} > 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ La structure est stable pas de risque au soulèvement



Figure VIII.6 : Encrage de la structure.

4. Ferrailage du radier :

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 :

$$q = \sigma_m \times \frac{L}{4} \text{ 1m}$$

✓ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_u = 1,87 \frac{550}{4} = 257.13 \text{ kN/ml}$$

✓ Etat limite de service (ELS) :

$$q_s = 1,36 \frac{550}{4} = 187 \text{ kN/ml}$$

✓ *Situation accidentelle :*

$$q_s = 1,36 \frac{550}{4} = 187 \text{ kN/ml}$$

Tableau.VIII.8 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [kN.m].

	Lx (m)	Ly (m)	ρ	μ_x	μ_y	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)
E.L.U	4,80	5,50	0,87	0,0486	0,7244	253.05	183.31
E.L.S	4,80	5,50	0,87	0,0556	0,8074	210.54	170

Tableau.VIII.9 : Tableau récapitulatif des sollicitations en appuis et travées en [kN.m].

Combinaison	ELU		ELS	
	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]	Mt [KN.m]	Ma [KN.m]
Sens X-X	215.10	126.53	187.96	105.27
Sens Y-Y	137.50	91.70	127.5	85

Calcul des armatures :

➤ **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable => $a = 2\text{ cm}$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \text{ Avec } h_0 = 50 \text{ cm.}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{50}{10} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 2 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} C_x = 2 + \frac{2}{2} = 3 \text{ cm} \\ C_y = 2 + 2 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 50 - 3 = 47 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

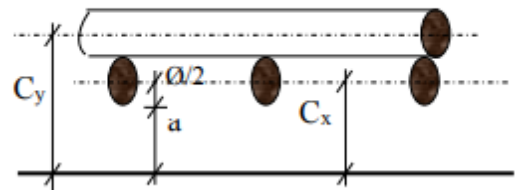


Fig.VIII.7 : Enrobage de la dalle du radier.

➤ Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Sens x-x :

A. En travée :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{tx}^u = 215.10 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{215100}{14,17 \times 100 \times 47^2} = 0,0687$$

$$\mu = 0,0687 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow \text{AN' existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,089$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,964$$

➤ Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{215100}{348 \times 0,964 \times 47} = 13.64 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$$

➤ Condition de non fragilité :

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 47 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 13.64 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

$$8T16 \longrightarrow A = 16,08 \text{ cm}^2$$

$$(T16 \longrightarrow e = 15\text{cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 187.96 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 16,08}{100} = 2,41 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 47 \times 2,41 = 226,54 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,41 + \sqrt{2,41^2 + 226,54} = 12,83 \text{ cm}$$

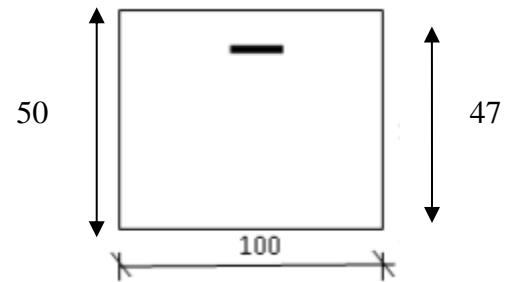


Fig.VIII.8 : Section de calcul en travée x-x.

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 12,83^3}{3} + 15 \times 16,08 \times (47 - 12,83)^2 = 352020,18 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{187960}{352020,18} = 0,53$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6,85 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,53 \times (47 - 12,83) = 271,65 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_t} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{187960}{201,63 \times 100 \times 47^2} = 0,00422$$

$$\mu_1 = 0,00422 \longrightarrow \beta_1 = 0,997 \longrightarrow K_1 = 35,50$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s^-}{K_1} = \frac{201,63}{35,50} = 5,68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \times \beta_1 \times d_x} = \frac{187960}{201,63 \times 0,997 \times 47} = 19,90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$10T16 \longrightarrow A = 20,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

B. En appuis :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ax}^u = 126,53 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{126530}{14,17 \times 100 \times 47^2} = 0,040$$

$$\mu = 0,040 < \mu_L = 0,392$$

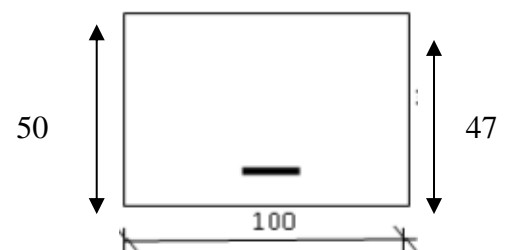


Figure VIII.9 : Section de calcul en appuis x-x.

$$\Rightarrow \text{Á N}^{\text{r}} \text{ existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,051$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,979$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{126530}{348 \times 0,979 \times 47} = 7.90 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6T16 \longrightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

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

$$M_{ax}^{ser} = 105.27 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12,06}{100} = 1,81 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 47 \times 1,81 = 170,14 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,81 + \sqrt{1,81^2 + 170,14} = 11,36 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 11,36^3}{3} + 15 \times 12,06 \times (47 - 11,36)^2 = 278647,70 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} = \frac{105270}{278647,70} = 0,38$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 4,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 203.15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_t} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{105270}{201,63 \times 100 \times 47^2} = 0,0024$$

$$\mu_1=0,0024 \longrightarrow \beta_1=0,998 \longrightarrow K_1=45,24$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{201,63}{45,24} = 4,46 MPa < \sigma_b = 15 MPa \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \times \beta_1 \times d_x} = \frac{105270}{201,63 \times 0,998 \times 47} = 11,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$10T16 \longrightarrow A = 20,11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

Sens y-y :

A. En travée

✓ Etat limite ultime (E.L.U)

$$M_{ty}^u = 137,50 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{137500}{14,17 \times 100 \times 45^2} = 0,048$$

$$\mu = 0,048 < \mu_L = 0,392$$

Figure VIII.10 : Section de calcul en travée y-y.

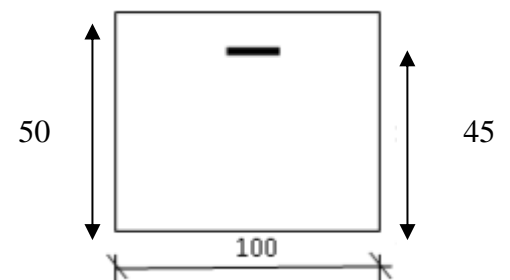
$$\Rightarrow \hat{A}N' \text{ existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0615$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,975$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{137500}{348 \times 0,975 \times 45} = 9,01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$



➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 45 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 9,01 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T16 \longrightarrow A = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ty}^{\text{ser}} = 127,50 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 10,05}{100} = 1,51 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 45 \times 1,51 = 135,9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,51 + \sqrt{1,51^2 + 135,9} = 10,25 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10,25^3}{3} + 15 \times 10,05 \times (45 - 10,25)^2 = 217936,401 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}^{\text{ser}}}{I} = \frac{127500}{217936,401} = 0,58$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,58 \times (45 - 10,25) = 302,33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^s}{\sigma_s \times b \times d_x^2} = \frac{127500}{201,63 \times 100 \times 45^2} = 0,00312$$

$$\mu_1 = 0,00312 \longrightarrow \beta_1 = 0,998 \longrightarrow K_1 = 41,18$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K1} = \frac{201,63}{41,18} = 4,90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{127500}{201,63 \times 0,998 \times 45} = 14,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Choix des armatures :

8T16 → A = 16,08 cm²/ml

(T16 → e = 15 cm)

B. En appuis :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{ay}^u = 91,70 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{91700}{14,17 \times 100 \times 45^2} = 0,0032$$

$$\mu = 0,0032 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow \hat{A} \text{ n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,004$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

➤ Détermination des armatures :

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{91700}{348 \times 0,998 \times 45} = 5,87 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ Choix des armatures :

5T 14 → A = 7,70 cm²/m

(T14 → e = 20 cm)

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{ay}^{ser} = 85 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,70}{100} = 1,16 \text{ cm}$$

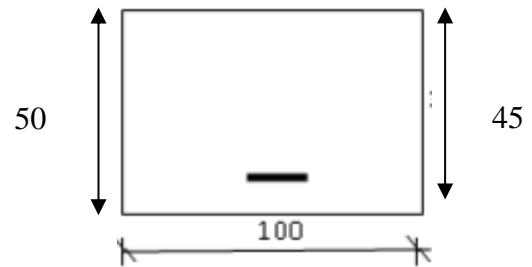


Fig.VIII.11 : Section de calcul en appuis y-y.

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 45 \times 1,16 = 104,4 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,16 + \sqrt{1,16^2 + 104,4} = 9,12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 9,12^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (45 - 9,12)^2 = 173976,76 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}^{ser}}{I} = \frac{85000}{173976,76} = 0,48$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 4,38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 247,57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pour l'ELS.}$$

➤ **Détermination des armatures à l'état limite de service :**

$$\mu = \frac{M_{ay}^s}{\sigma_s \times b \times d_y^2} = \frac{85000}{201,63 \times 100 \times 45^2} = 0,00208$$

$$\mu_1 = 0,00208 \longrightarrow \beta_1 = 0,998 \longrightarrow K_1 = 52,57$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{201,63}{52,57} = 3,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{A'n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_y} = \frac{85000}{201,63 \times 0,998 \times 45} = 9,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6T 16 \longrightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

4.2. Dessin de ferrailage de la dalle :

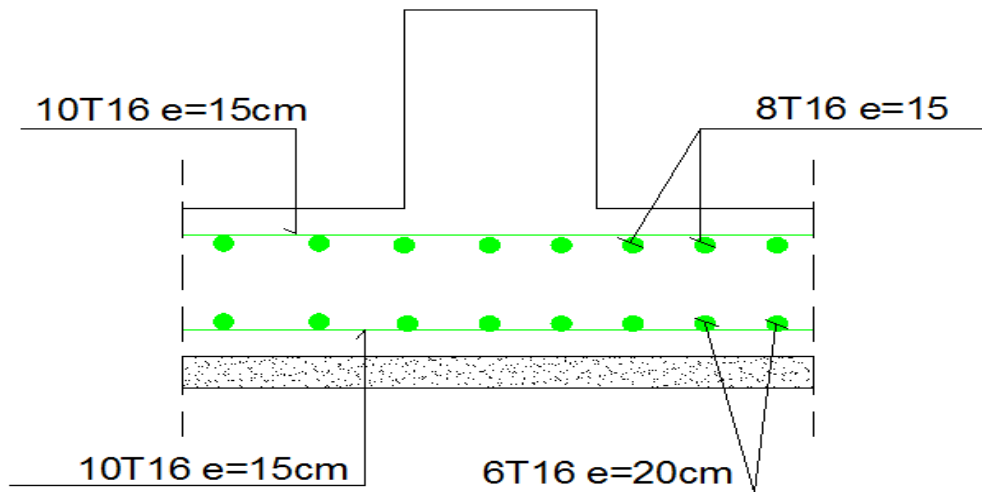


Fig.VIII.12 : Ferrailage de la dalle.

4.3. Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 100cm de chaque coté

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

Pour une bande de 1m de largeur

$$q_u = 257.13 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -128.565 \text{ kN.m}$$

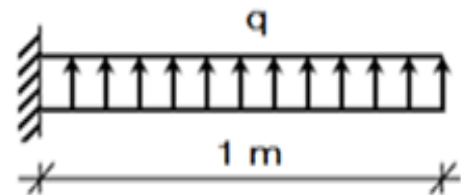


Fig.VIII.13: Schéma statique du débordement.

✓ Etat limite ultime (E.L.U):

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées:

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{128565}{14,17 \times 100 \times 45^2} = 0,045$$

$$\mu = 0,045 < \mu_L = 0,392 \text{ Fi}$$

$$\Rightarrow \text{AN' existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,296$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,882$$

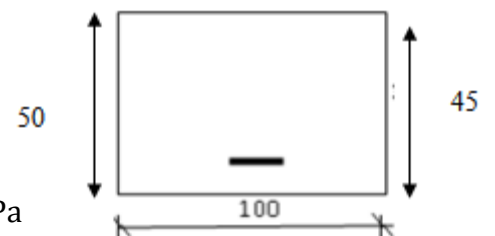


Fig.VIII.14 : Section de calcul du débord.

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{128565}{348 \times 0,882 \times 45} = 9,30 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 45 \cdot \frac{2,1}{400} = 5,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_u = 9,30 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$6T16 \longrightarrow A=12,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e=20 \text{ cm})$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_s = 187 \text{ kN/ml}$$

$$M_s = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -185,64 \times \frac{1^2}{2} = -93,50 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12,06}{100} = 1,81 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 45 \times 1,81 = 162,9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,81 + \sqrt{1,81^2 + 162,9} = 11,08 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 11,08^3}{3} + 15 \times 12,06 \times (45 - 11,08)^2 = 253479,19 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_s}{I} = \frac{93500}{253479,19} = 0,37$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 4,10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 188,26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.}$$

5. Ferrailage des nervures :

➤ **Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitations maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celles données par une charge désignée par (q équivalente).

➤ **Accidentelle :**

✓ Poutre principale :

$$q_{eq}^a = \left[q_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

Avec : $q_1 = q_a = 187 \text{ kN/ml}$

$$q_{eq}^a = \left[187 \times \frac{5,50 + (5,50 - 4,80)}{2} \right] \times \frac{2}{5,50}$$

$$q_{eq}^a = 210.78 \text{ kN}$$

✓ Poutre secondaire :

$$q_{es}^a = \left[q_1 \times \frac{L_x}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$$

$$q_{es}^a = \left[187 \times \frac{4,80}{2} \right] \times \frac{2}{4,80}$$

$$q_{es}^a = 187 \text{ kN}$$

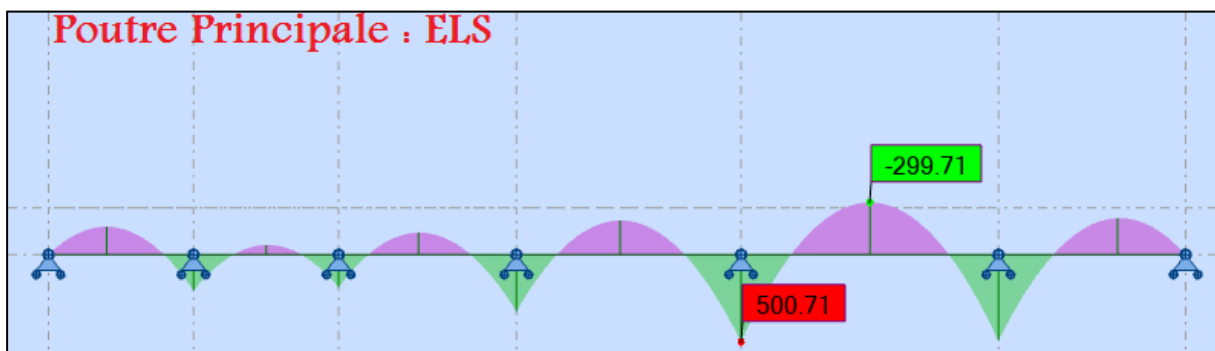
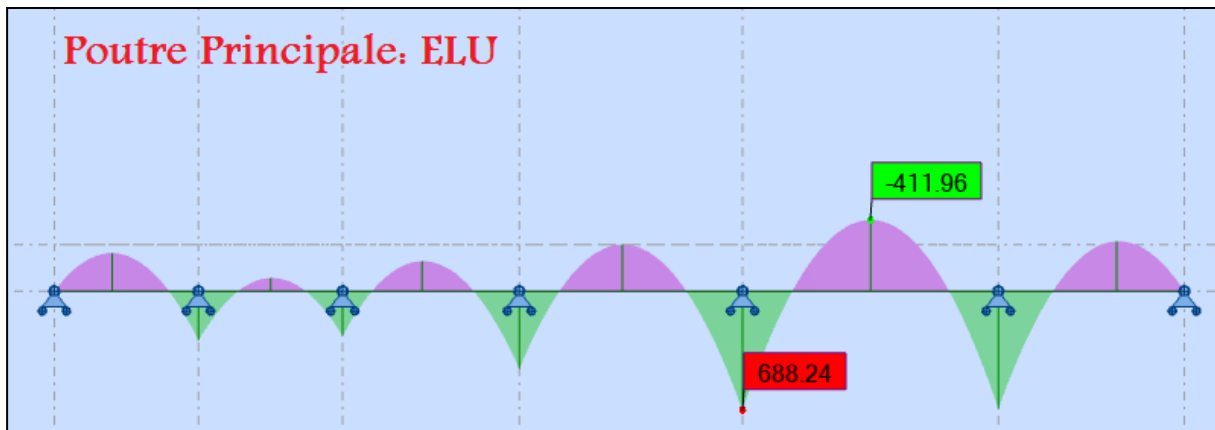
Tableau.VIII.10 : Tableau récapitulatif de différentes charges en [kN].

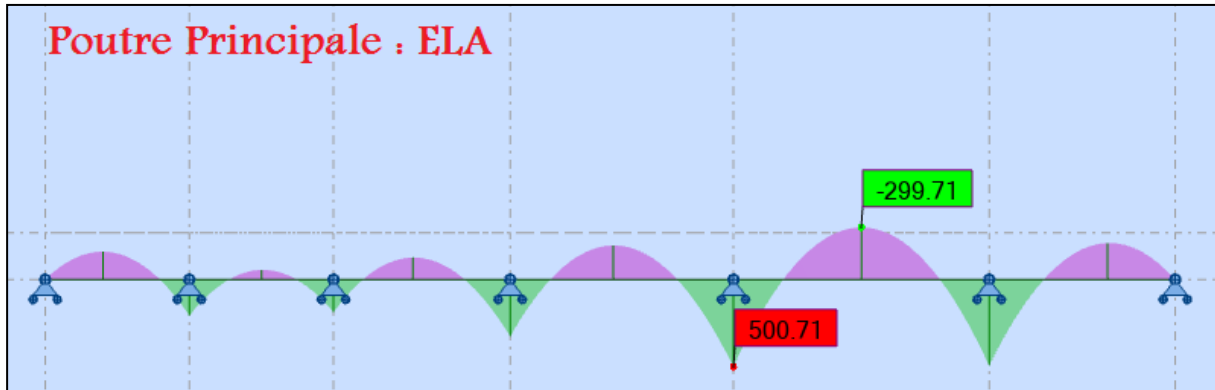
État	\bar{q}_1	Poutre principale	Poutre secondaire
		$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{2}{L_y}$	$q_1 = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$
ELU [KN]	257.13	289.83	257.13
ELS [KN]	187	210.78	187
Acc [KN]	187	210.78	187

Tableau.VIII.11 : tableau récapitulatif des sollicitations.

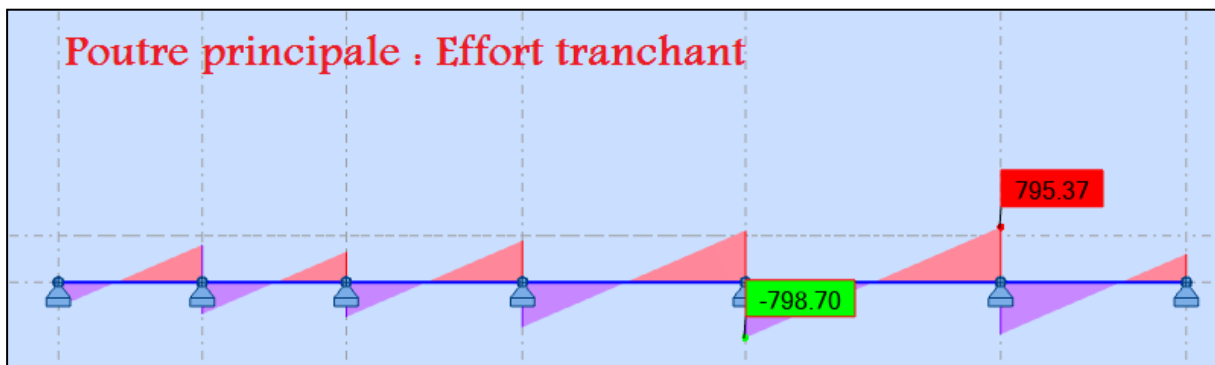
Combinaisons	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée M_t [kN.m]	Appuis M_a [kN.m]	Travée M_t [kN.m]	Appuis M_a [kN.m]
ELU	-411.96	688.24	-423.87	721.07
ELS	-299.71	500.71	-308.27	524.40
ACC	-299.71	500.71	-308.27	524.40
T[kN]	795.37		740.69	

- Diagramme des moments fléchissant des poutres principales :

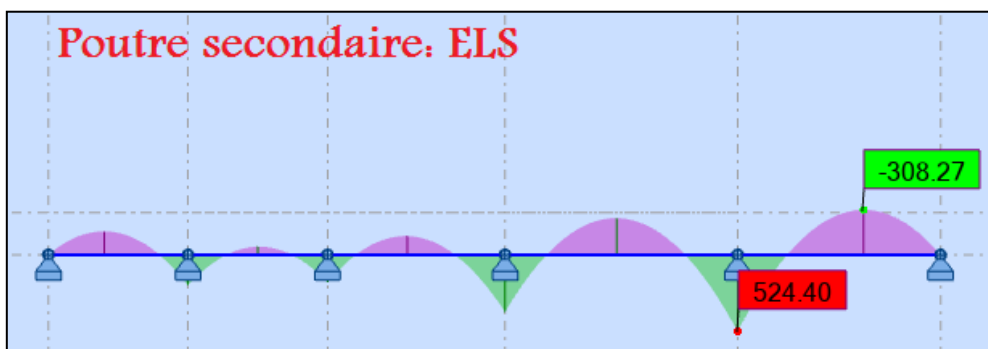
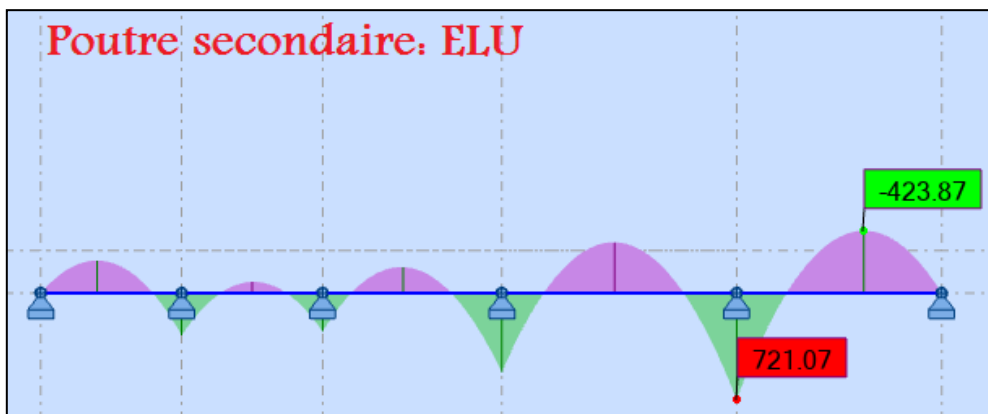


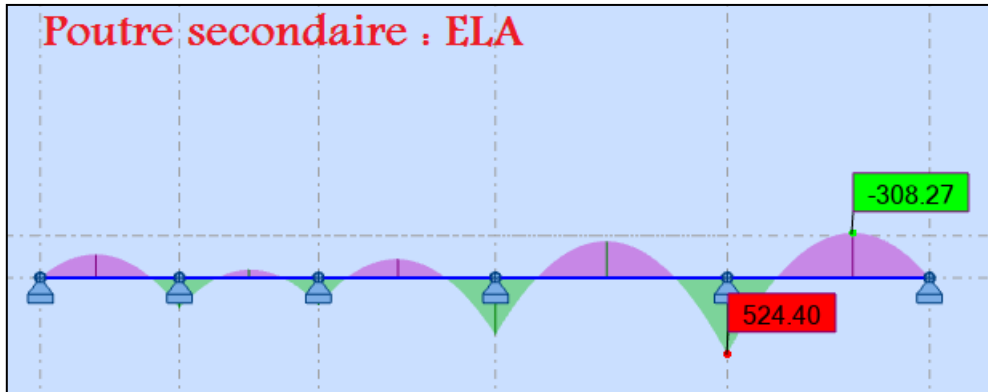


- Effort tranchant

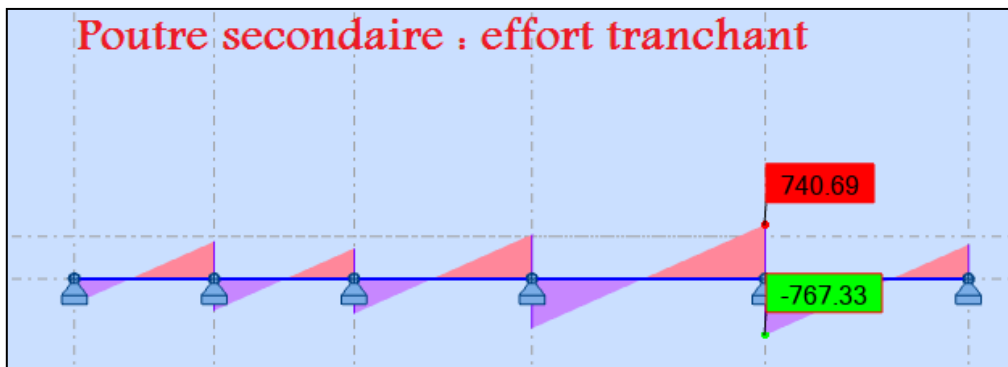


- Diagramme des moments fléchissant des poutres secondaires :





- **Effort tranchant**



Calcul des armatures

Exemple de calcul poutre principale sachant que la section est une section en T.

Etat limite ultime (ELU)

A. En travée

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_u = -411.96 \text{ kN.M}$$

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t = 14,17 \times 130 \times 50 \times \left(135 - \frac{50}{2}\right) \times 10^{-3} = 10131,55 \text{ kN.m}$$

$M_u < M_t \implies$ L'axe neutre se trouve dans la table de nervure et la section de calcul sera une section rectangulaire de $(b \times h) = (50 \times 150)$.

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{411960}{14,17 \times 50 \times 135^2} = 0,032$$

$$\mu = 0,032 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{ÁN} \text{ existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,041$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,984$$

Détermination des armatures :

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{411960}{348 \times 0,984 \times 135} = 8,91 \text{ cm}^2.$$

• **Etat limite de service (ELS)**

$$M_s = -299.71 \text{ kN.m}$$

Flexion simple	}	$\Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
Section rectangulaire avec A _z		
Acier FeE400		
Fissuration peu nuisible		

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{411.96}{299.71} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha = 0,039 \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \leq \sigma_{b,lim} \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

• **Situation accidentelle (ACC)**

$$M_a = 299.71 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{299710}{18,48 \times 50 \times 135^2} = 0,017$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa avec } \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,017 > \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{N'existe pas; } \varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,991$$

Détermination des armatures

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{299710}{400 \times 0,991 \times 135} = 5,60 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 8,15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}, A_a^{Acc}) = 8,91 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 8T14 = 12,32 cm²

(T14 \longrightarrow e = 15 cm)

B. En appuis :**Etat limite ultime (ELU)****Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$M_u = 688.24 \text{ kN.M}$$

$$M_t = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_t = 14,17 \times 130 \times 50 \times \left(135 - \frac{50}{2}\right) \times 10^{-3} = 10131,55 \text{ kN.m}$$

$M_u < M_t \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de nervure et la section de calcul sera une section rectangulaire de $(b \times h) = (50 \times 150)$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{688240}{14,17 \times 50 \times 135^2} = 0,053$$

$$\mu = 0,053 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{AN existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,973$$

Détermination des armatures

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{688240}{348 \times 0,973 \times 135} = 15,06 \text{ cm}^2.$$

• **Etat limite de service (ELS)**

$$M_s = 500.71 \text{ kN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $\hat{A}Z$

Acier FeE400

Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{688.24}{500.71} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha = 0,050 \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ MPa
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s
- } les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

• **Situation accidentelle (ACC)**

$$M_a = 500.71 \text{ kN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{500710}{18,48 \times 50 \times 135^2} = 0,029$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa avec } \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,029 > \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{N'existe pas; } \varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,036$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,985$$

Détermination des armatures

$$A_a^{Acc} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{500710}{400 \times 0,985 \times 135} = 9.41 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} \times b \times d = 8,15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{min}, A_a^{Acc}) = 15.06 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 4T 16 + 4T14 = 15.06 cm²

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

Remarque :

Les armatures de la poutre secondaire seront obtenues par ROBOT.

Tableau.VIII.12 : tableau récapitulatif des sections des armatures.

Les armatures	poutre principale		poutre secondaire	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
A_u [cm²]	8,91	15.06	9.21	15.79
A_{acc} [cm²]	5,60	9.81	5.78	9.87
A_{min} [cm²]	8,15	8,15	8,15	8,15
A_{max} [cm²]	8.91	15.06	9,21	15.79
Choix des armatures	8T14 => 12,32 cm ²	4T16+4T14 => cm ²	8T14 => 12,32 cm ²	4T16+4T14 => cm ²

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

✓ **Poutre principales :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{795370}{100 \times 145 \times 100} = 0,55 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{Mpa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$

➤ $\tau = 0,55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

✓ **Poutres secondaires :**

$$\tau = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{740690}{100 \times 145 \times 100} = 0,51 \text{ MPa}$$

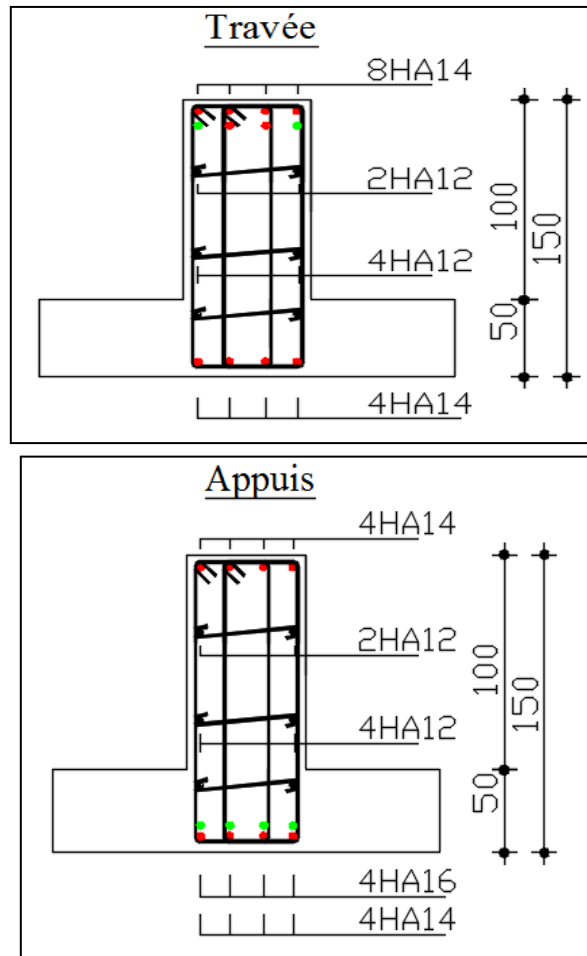
Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{Mpa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$

$\tau = 0,51 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

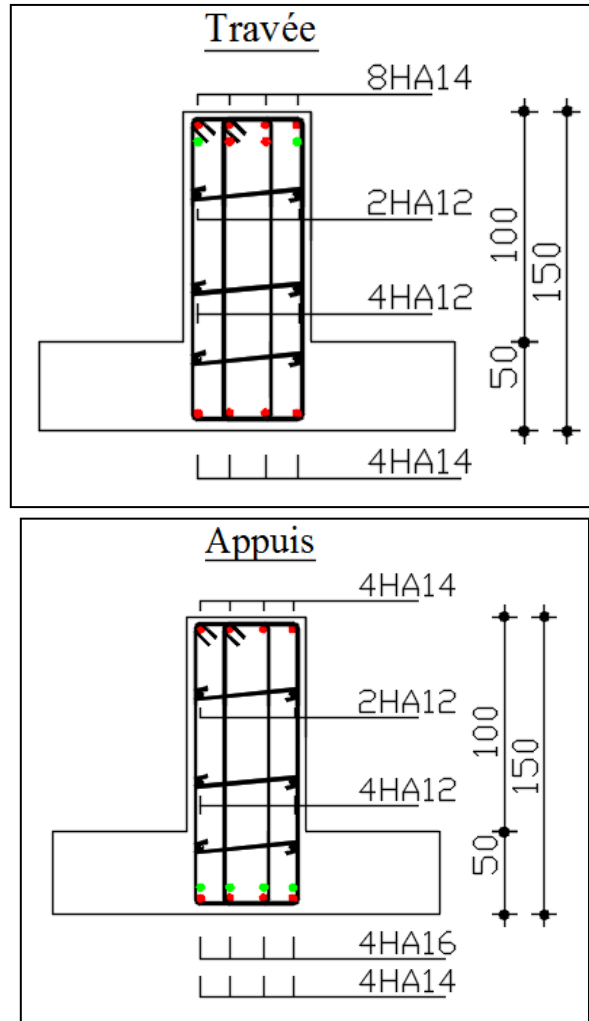
5.1. Dessin de ferrailage :

FONDATIONS

Nervure Principale :



Nervure secondaire :



Conclusion

Ce projet de fin d'étude, nous a permis, d'une part, de concrétiser et mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de licence et de master et d'acquérir, d'autre part, les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié tels que le RPA (99/version 2003); BAEL91; la pratique des logiciels ROBOT BAT, AutoCad, RDM 6, etc. Ainsi, cette étude nous a permis d'arriver aux conclusions suivantes:

- La modélisation doit englober tous les éléments de la structure, pour avoir un comportement proche du réel;
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, et influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes;
- Il est nécessaire d'équilibrer entre la résistance et l'économie. Il faut se baser sur la sécurité afin de garantir la stabilité totale de la structure tout en assurant l'économie qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage;
- Afin d'éviter le risque de cisaillement des poteaux; ces dernier ont été ferrailés conformément aux exigences RPA dans le sens transversal;
- Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Pour conclure, on doit dire que ce projet de fin d'étude est pour nous une expérience très bénéfique, car elle est considérée comme une étape très importante pour la transition entre deux milieux certes différents mais complémentaires et qui sont le domaine académique universitaire et la vie professionnelle.

Listes de symboles

ELU	Etat limite ultime de résistance
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanents
Q ; P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u	Chargement ultime
q_s	Chargement de service
M_f	Moment fléchissant
M_t	Moment de flexion en travée
M_a	Moment de flexion en appui
M_d	Moment en appui droite
M_g	Moment en appui gauche
N	Effort normal
T_d	Effort tranchant à droit du point considéré
T_g	Effort tranchant à gauche du point considéré
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
f_{t28}	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
E_{ij}	Module de déformation longitudinale instantané
E_{vj}	Module de déformation longitudinale différée

γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton
h	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments
h₀	Hauteur de la table de compression
σ_b	Contrainte de calcul dans le béton
$\overline{\sigma}_b$	Contrainte admissible limite dans le béton
σ_s	Contrainte de calcul dans l'acier
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte admissible limite dans l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle de calcul
$\overline{\tau}_u$	Contrainte tangentielle limite
ϕ_t	Diamètre des armatures
S	Espacement entre armatures transversales
A^u	Armatures calculées à l'ELUR
A^s	Armatures calculées à ELS
A_a	Armatures en appuis
A_t	Armatures en travées
I_{xx}	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
I_{yy}	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
M_{zz}	Inertie massique
L_f	Longueur de flambement




B_r	Section réduite
L_x	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L_y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I_0	Moment d'inertie de la section homogène
I_f	Moment d'inertie fictif
f	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
Δf_t	Flèche total
ζ	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y} \right)$





bibliographie

bibliographie



REGLEMENT

-  Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
-  Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93
-  Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91







LIVRES

-  Béton armé - Guide de calcul Jacques Lamirault, Henri Renaud.
-  Ouvrages en béton armé Technologie du bâtiment - Gros œuvre - Edition 2003 Auteur(s) : Henri Renaud

THESE

-  Etude d'un bâtiment en r+9+sous-sola contreventement mixte...ENTP
-  Eude d'un bâtiment en béton arme(rdc+ 9 étages + s/sol).....IGSMO

LOGICIELS

-  Logiciel d'analyse des structures **ROBOT** version 2014
-  Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**
-  EXCEL 2010
-  WORD 2010
-  AUTO CAD 2016
-  ROBOT BAT