



وزارة البحث العلمي والتعليم العالي
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPEREUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



N° d'ordre : M2. /GC/2023

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADIMIQUE

Filière : Génie-civil
Option : Structure

Thème

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

Présenté par :

- ♦ ZAHAF Hadjer
- ♦ BENSTAALI Amira

Soutenu le 20/06/2023 devant le jury composé de :

Président : Mr ADDOU Farouk Yahia
Examineur : Mr BAHAR Sadek
Encadrent : Mr MEHALA Tewfik

Année Universitaire 2022/2023

Résumé

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

En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude se compose de quatre parties : La première entame la description générale du projet avec une présentation de caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.

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

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par logiciel ROBOT 2019 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

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

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS 2016, RPA99 modifié 2003, BAEL91 modifié 99.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لإنجاز بناية سكنية و تجارية تتألف من طابق تحت الارض + طابق ارضي + 9 طوابق بخروبة ولاية مستغانم المصنفة من ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa حسب المركز الوطني للبحث في هندسة مقاومة الزلزال .

باستخدام القواعد و التحقق من الخرسانة المسلحة (RPA99 2003 version, BAEL91modifié99)

تتكون هذه الدراسة من اربعة اجزاء وهم :

الجزء الاول يبدأ بالوصف العام للمشروع ثم اعطاء الابعاد الاولوية للعناصر المكونة له مع عرض لخصائص المواد وحمولة كل عنصر.

الجزء الثاني يهدف الى دراسة العناصر الثانوية للبناية.

الجزء الثالث يتضمن الدراسة الديناميكية للبناية بواسطة الحساب.

الجزء الرابع والاخير يشمل على دراسة الاجزاء المقاومة للبناية (الاعمدة الروافد الجدران المسلحة والاساسات).

الكلمات المفتاحية RPA99V2003 ، ROBOT 2019 , الخرسانة المسلحة , الدراسة الديناميكية,BAEL99معدل 99

Abstract

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

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

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

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

The dynamic study of the structure was begun in the third part software ROBOT Nonlinear 19 to determine the various stresses due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

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

Key words : Building, Reinforced concrete, ROBOT2019, RPA 99 modified 2003, BAEL 91 modified 99

Remerciement

الحمد لله الذي وفقنا بتوفيقه , والشكر له سبحانه اولا وأخيرا انتهى درب الى بعباء , ونحن
مررنا بدرب طويل تعدينا العوائق في طريقنا وأزحنا بعضها كي يكون درب العطاء واسعا
يملى بقصص النجاح و دعم الاحبة لنا في اوقات ظننا انها لن تمر الى بتعب وسهر ولحظات
ثقيلة , وبدعم من الله توكلنا و ارحنا الايام الثقال و كررنا بعقولنا كلمات و قلنا سنستمر و
نواصل لأجل مستقبلنا واملنا سنحقق مرادنا , و لأجل من ساعدونا في الخفاء بكلمات و افعال
امهاتنا و اباءنا و احبابنا , و الكادر التعليمي و خصيصا الدكتور "محلا توفيق" نقلتم المعارف
واكتسبتم المهارات و طبعتم في ذاكرتنا لحظات جميلة و سعيدة وذات اثر

نشكركم ونهديكم ثمرة جهودنا....

SOMMAIRE

Introduction générale	2
1 Introduction et hypothèses de calcul	4
1.1 Introduction :	4
1.2 Présentation du projet :	4
1.3 Caractéristiques générales :	4
1.3.1 Caractéristiques géométriques :	4
1.3.2 Caractéristiques géotechniques du sol :	4
1.4 Domaine d'application des règles B.A.E.L91 :	5
1.5 Les sollicitations :	5
1.6 Caractéristique des matériaux :	5
1.6.1 Béton Armé :	5
1.6.2 Le béton :	5
1.6.3 L'Acier :	7
Pré-dimensionnement des éléments résistantsDe la structure	9
2 Pré-dimensionnement des éléments résistantsDe la structure	10
2.1 Introduction :	10
2.2 Pré-dimensionnement des poutres :	10
2.2.1 Poutres principales :	10
2.2.2 Poutres secondaires :	11
2.3 Pré-dimensionnement des planchers :	11
On distingue deux types de planchers à utiliser :	11
2.3.1 Plancher à corps creux :	11
2.3.2 Plancher à dalle pleine :	12
2.4 Descente de charges :	13
2.4.1 Plancher terrasse inaccessible :	14
II.4.2-	14
2.5 Pré-dimensionnement des poteaux :	16
2.6 Pré-dimensionnement des voiles :	24
2.6.1 Voiles de contreventement :	25
2.6.2 Voiles périphériques :	25
Etude des planchers	26
3 ETUDE DES PLANCHERS	27
3.1 Introduction :	27

3.2	Plancher à corps creux :	27
3.2.1	Détermination des dimensions des poutrelles :	27
3.2.2	Ferraillage de la dalle de compression :	28
3.2.3	Evaluation de la charge :	29
3.2.4	Méthode de calcul :	30
3.2.5	Application de la méthode forfaitaire (Planche Terrassé) :	32
3.2.6	Détermination des armatures :	38
3.2.6.1	Calcul des armatures transversales :	42
3.2.7	Vérification de la flèche :	44
3.3	Planchers dalle pleine :	47
3.3.1	Sens X-X :	49
❖	En travée :	49
•	Calcul des ferraillages :	49
3.3.2	Sens Y-Y :	51
❖	En travée :	51
•	Calcul des ferraillages :	51
3.3.3	Vérification de la flèche :	54
Etude des éléments non-structuraux		59
4	ETUDE DES ELEMENT NON-STRUCTURAUX	60
4.1	Introduction :	60
4.2	Etude d'acrotère :	60
4.2.1	Définition :	60
4.2.2	Calcul du ferraillage :	61
4.2.2.1	Détermination des sollicitations :	61
4.2.2.2	Détermination de la section des armatures :	62
•	Les armatures des répartitions :	63
4.2.2.3	Calcul des contraintes :	64
4.2.2.4	Vérification des contraintes de cisaillement :	65
4.3	Etude des balcons :	66
4.3.1	Epaisseur de balcon :	66
4.3.2	Détermination des charges :	66
4.3.2.1	Descente de charges :	66
4.3.2.2	Charge permanente :	67
4.3.2.3	Charges d'exploitations :	67
4.3.3	Calcul à l'état limite ultime (ELU) :	67
4.3.3.1	Combinaison de charge :	67

4.3.3.2	Calcul des efforts internes :	67
➤	L'état limite ultime(ELU) :.....	68
•	Armatures de répartition :	68
➤	L'état limite service(ELS) :.....	68
4.3.3.3	Vérifications des contraintes :	68
4.4	Etude escalier :	71
4.4.1	Introduction :	71
4.4.2	Définition des éléments d'un escalier :	71
4.4.3	Dimensionnement :	72
4.4.4	Vérification de la loi de BLANDEL :	72
1.	Nombre de contre marches :.....	72
2.	Nombre de marches :.....	72
3.	La ligne de foulée :.....	72
4.	L'inclinaison :.....	72
5.	La longueur de la paillasse (Lpaillasse) :.....	73
6.	L'épaisseur de la paillasse et le palier :.....	73
4.4.5	Descente de charges :	73
4.4.5.1	Volée :	73
4.4.5.2	Palier :	73
4.4.6	Combinaison de charges :	74
➤	Etat limite ultime (ELU) :.....	74
➤	Etat limite service (ELS) :.....	74
4.4.7	Calcul du ferrailage :	76
•	Armatures de répartition :	76
➤	Calcul à l'ELS :	76
•	Armatures de répartition :	77
➤	L'état limite service (ELS) :.....	78
4.4.8	Vérification au cisaillement :	78
4.4.9	Poutre palière :	79
4.4.9.1	Pré-dimensionnement :	79
4.4.9.2	Evaluation des charges :	80
4.4.9.3	Calcul du moment fléchissant maximum :	82
4.4.9.4	Calcul du ferrailage :	82
➤	L'état limite service (ELS) :.....	84
4.4.9.5	Vérification au cisaillement :	85
	Modélisation et vérification au RPA	86

5	MODELISATION ET VERIFICATION AU RPA	87
5.1	Introduction :	87
5.2	Choix de la méthode de calcul :	87
5.2.1	Méthode statique équivalente :	87
	• Principe de la méthode :	87
	• Conditions d'application de la MSE :	87
5.2.2	Méthode dynamique modale spectrale :	88
	• Principe de la méthode dynamique modale :	88
	• Les hypothèses :	88
5.3	Méthode d'analyse modale spectrale :	88
5.3.1	Principe :	88
5.3.2	Domaine d'application :	88
5.3.3	Détermination des paramètres du spectre de réponse :	88
5.3.3.1	Coefficient d'accélération A :	88
5.3.3.2	Coefficient de comportement global de la structure R :	88
5.3.3.3	Facteur de qualité Q :	88
	• Régularité en plan :	88
	• Régularité en élévation :	89
	• Contrôle de la qualité des matériaux :	89
	• Contrôle de la qualité de l'exécution :	89
5.3.3.4	Facteur de correction d'amortissement " η " :	89
5.3.3.5	Période T1 et T2 du site considérée S3 :	89
5.3.3.6	Spectre de réponse de calcul :	90
5.3.3.7	Détermination des paramètres des combinaisons d'action :	90
5.3.3.8	Estimation de la période fondamentale de la structure :	90
5.3.3.9	Facteur d'amplification dynamique moyen D :	90
5.4	Poids total de la structure :	91
5.5	Modélisation de la structure :	92
5.5.1	Position des voiles :	92
5.6	Calcul de la force sismique totale :	93
5.7	Résultats de calcul :	94
5.7.1	Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003	95
5.8	Evaluation des excentricités :	96
5.8.1	Excentricités théoriques :	96
5.9	Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :	98

5.10	Vérification des déplacements inter étage :	98
5.11	Vérification de l'effet $P - \Delta$:	99
5.12	Vérification de renversement.	101
	DIRECTION X	101
5.13	Conclusion :	102
	Etude des portiques	103
6	ETUDE DES PORTIQUES :	104
6.1	Poutre :	104
6.1.1	Introduction :	104
6.1.2	Les moments de la poutre :	104
6.1.3	Combinaisons d'actions :	104
	• Selon B.A.E.L 91 :	104
	• Selon R.P.A 99/V2003 :	104
6.1.4	Tableau des sollicitations :	104
6.1.5	Poutre principale étage courant (30*45) :	105
6.1.5.1	Ferraillage longitudinal :	105
	❖ En travée :	105
6.1.5.2	Vérification à l'ELU :	105
6.1.5.3	Vérification à l'ELS :	106
	❖ En appuis :	107
6.1.5.4	Vérification à l'ELU :	107
6.1.5.5	Vérification à l'ELS :	107
6.1.5.6	Ferraillage transversale :	108
	• Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)	108
	• Calcul du diamètre :	109
6.2	Etude des poteaux :	111
6.2.1	Leurs rôles :	111
6.2.2	Les types de poteaux :	112
6.2.3	Exemple de calcul :	112
6.2.3.1	Ferraillage du poteau de section (70x70) cm ² :	112
	6.2.3.1.1 Les armatures longitudinales :	112
	6.2.3.2 Ferraillage des poteaux :	131
	Etude des voiles	132
7	ETUDE DES VOILES	133
7.1	Introduction :	133

7.2	Ferraillage des voiles de contreventement :	133
7.2.1	Exemple de calcul :	134
7.2.1.1	Les caractéristiques géométriques du voile :	134
7.2.1.2	Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile :	134
7.2.1.3	Détermination la contrainte moyenne de la bande d_1 :	135
7.2.1.4	L'effort normal appliqué sur la bande d_1 :	135
7.2.1.5	Calcul de l'effort limite ultime :	135
7.2.2	Calcul de ferraillage :	136
7.2.2.1	L'effort normal appliqué sur la bande d_1 :	136
7.2.2.2	Calcul de l'effort limite ultime :	137
7.2.2.3	Armatures minimales RPA :	139
7.2.2.4	Armatures courantes :	139
7.2.2.5	Espacement des armatures verticales :	139
7.2.3	Vérification de la contrainte de cisaillement :	139
7.3	Etude des voiles périphérique :	143
7.3.1	Détermination des sollicitations :	143
a.	Poids propre du voile périphérique :	143
7.3.2	Calcul des ferraillages :	145
7.3.2.1	Sens x-x :	146
•	Calcule des ferraillages :	146
7.3.2.2	Sens y-y :	147
•	Calcule des ferraillages :	147
Etude du fondation.....		150
8	ETUDE DU FONDATION.....	151
8.1	Introduction :	151
a.	Fondations superficielles :	151
b.	Fondations profondes :	151
8.2	Choix du type de fondation :	152
8.3	Etude de radier :	152
8.3.1	Pré dimensionnement du radier :	152
8.3.1.1	Condition de rigidité :	153
8.3.1.2	Condition forfaitaire :	153
8.3.1.3	Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :	154
8.3.1.4	Condition de non poinçonnement :	154
8.3.2	Pré dimensionnement des poutres :	155
8.3.2.1	Détermination des sollicitations :	156

8.4	Déterminations des sollicitations :	156
8.5	Combinaison d'action :	156
8.5.1	Vérification des contraintes sous radier :	156
	❖ A L'ELU :	156
	❖ A L'ELS :	157
8.5.2	Vérification de l'effet de sous pression :	157
8.6	Ferraillage du radier :	157
	Calcul des moments fléchissant et moments réduits (Méthode B.A.E.L 91) :	158
8.6.1	Sens xx :	158
8.6.1.1	En travée :	158
	• Calcul des ferrailages :	158
	➤ Vérification à l'ELU :	158
	➤ Vérification à l'ELS :	159
8.6.1.2	En appuis :	160
	• Calcul des ferrailages :	160
	➤ Vérification à l'ELU :	160
	➤ Vérification à l'ELS :	160
8.6.2	Sens y-y :	161
8.6.2.1	En travée :	161
	• Calcul des ferrailages :	161
	➤ Vérification à l'ELU :	161
	➤ Vérification à l'ELS :	162
8.6.2.2	En appuis :	163
	• Calcul des ferrailages :	163
	➤ Vérification à l'ELU :	163
	➤ Vérification à l'ELS :	163
8.6.3	Ferraillage de la poutre nervure :	164
	Conclusion générale	1687

Liste des figures

Figure 1 : section de la poutre	10
Figure 2 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.	12
Figure 3 Dimensions d'un panneau de dalle.	13
Figure 4 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.	14
Figure 5 : Coupe transversale du plancher étage courant.....	14
Figure 6 : Coupe transversale du plancher haut sous-sol.	15
Figure 7 : Schéma de la loi de dégression.	16
Figure 8 : Schéma représentatif d'un étage courant.....	17
Figure 9 : Section réduite du béton.	17
Figure 10 : Surface afférente au poteau le plus sollicité.	19
Figure 11 : Coupe sur voile en élévation.	24
Figure 12 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.	27
Figure 13 : Schéma des poutrelles.	28
Figure 14 : section de la nervure.....	28
Figure 15 : schéma statique et diagramme des moments de la poutrelle type 2	32
Figure 16 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.....	38
Figure 17 : Section de calcul en travée.	39
Figure 18 : Section de calcul en appuis.....	41
Figure 19 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	43
Figure 20 : Section de calcul.....	45
Figure 21 : Enrobage.....	48
Figure 22 : Panneau le plus sollicité.....	53
Figure 23 : Coordonnée de centre de gravité.	55
Figure 24 : Ferrailage de la dalle pleine.....	58
Figure 25 : Dimension de l'acrotère et schéma statique	61
Figure 26 : section du calcul.	62
Figure 27 : Position de centre de pression.....	62
Figure 28 : Position de centre de pression.....	64
Figure 29 : Ferrailage de l'acrotère.	66
Figure 30 : Schéma statique de calcul à l'ELU.....	67
Figure 31 : Schéma de ferrailage balcon.....	70
Figure 03.8 : Différents éléments d'un escalier.	72
Figure 33 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.	74
Figure 34 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	74
Figure 35 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	75
Figure 36 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	75
Figure 37 : Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse.....	79
Figure 38 : Schéma statique de la poutre palière.	80
Figure 39 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.	81
Figure 40 : Diagramme du effort tranchant à l'ELU.....	81
Figure 41 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	81
Figure 42 : Diagramme du effort tranchant à l'ELS.....	82
Figure 43 : Dessin de ferrailage de la poutre palier.	85
Figure 44 : Dessin de ferrailage de la poutre palier en appuis.....	85
Figure 45 : disposition des voiles.....	92
Figure 46 : Vue de la structure modélisée.....	92

Figure 47: Vue de la structure modélisée.....	93
Figure 48: Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y).	95
Figure 49: le 2ème mode de torsions.	95
Figure 50: Le 3ème est une translation suivant l'axe (x-x)	95
Figure 51: Ferrailage des poutres Principales.	110
Figure 52: Ferrailage des poutres Secondaires.	110
Figure 53: Sollicitation sur les poteaux.....	111
Figure 54: section de calcul.....	112
Figure 55: Position de N_1 , M_1 et M_1 sur la section transversale.	114
Figure 56: Les sollicitations de calcul d'un voile.	134
Figure 57: Dessin du ferrailage du voile de contreventement.....	142
Figure 58: Schéma des contraintes de voile périphérique.....	144
Figure 59: Schéma Panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel.....	144
Figure 60 : section de calcul.....	146
Figure 61 : Section de calcul en travée (x-x).....	147
Figure 62: dimensions de la poutre.	155
Figure 6.2 : Cartographies A L'ELU.	157
Figure 6.3 : Cartographies A L'ELS.....	157
Figure 65 : Ferrailage de la dalle.	164
Figure 66 : Ferrailage de la nervure.	165

Liste des tableaux

Tableau 1 : Valeurs de la limite d'élasticité f_e	7
Tableau 2 : récapitulatif des sections des poutres	11
Tableau 3 : charges permanentes d'un plancher terrasse inaccessible	14
Tableau 4 : charges permanentes du plancher étage courant	15
Tableau 5 : charges permanentes du plancher haut sous-sol.....	15
Tableau 6 : Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges.....	16
Tableau 7 : Tableau récapitulatif des charges permanents et des surcharges d'exploitation....	19
Tableau 8 : Tableau récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V 2003).....	23
Tableau 9 : Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.....	24
Tableau 10 : Evaluation des charges	29
Tableau 11 : Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis	47
Tableau 12 : Tableau des moments de la poutre palière.....	82
Tableau 13 : Pénalités du facteur de qualité	89
Tableau 14 : la participation modale.....	94
Tableau 15 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.....	97
Tableau 16 : les forces sismiques des deux directions.....	98
Tableau 17 : Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.	98
Tableau 18 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens X-X et sens Y-Y.....	100
Tableau 19 : Vérification de renversement.....	101
Table 20 : Les valeurs des moments de chaque niveau.....	104
Tableau 21 : Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires	110
Tableau 22 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux.....	112
Tableau 23 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.....	130
Tableau 24 : Sollicitations obtenues par ROBOT.....	134
Table 25 : Ferrailage verticales et Ferrailage horizontales de chaque voile.	141
Table 26 : Tableau récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée)	145
Tableau 27 : Tableau de ferrailage du voile périphérique	149
Tableau 28 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements	156
Tableau 29 : Calcul des moments fléchissant et moments réduits (Méthode B.A.E.L 91) : ...	158
Table 30 : ferrailage de la poutre nervure.	164

Notations

A'	Aire d'une section d'acier comprimée.
A	Aire d'une section d'acier tendue.
A_t	Aire d'une section d'acier transversale.
B	Aire d'une section de béton comprimée.
B_o	Aire d'une section homogène.
E_i	Module de déformation instantané du béton.
E_v	Module de déformation différé du béton.
E_s	Module d'élasticité longitudinal de l'acier.
M_u	Moment ultime.
M_{ser}	Moment de service.
T_u	Effort tranchant ultime.
a, b	Dimensions transversales d'un poteau.
b, h	Dimensions transversales d'une poutre.
h_o	Hauteur de la table de compression
d	Distance du barycentre d'armatures tendues à la fibre la plus comprimée.
f_{c28}	Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours.
f_{t28}	Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours.
f_e	Limite élastique de l'acier.
L_f	Longueur de flambement.
n	Coefficient d'équivalence acier – béton.
L_x	La plus petite dimension dans un panneau en dalle pleine.
L_y	La plus grande dimension dans un panneau en dalle pleine.
B_r	Section réduite du poteau.
M	Moment résistant de la table (section en T _é).
M_o	Moment fléchissant maximal dans la travée indépendante et reposant sur deux appuis simples.
M_t	Moment fléchissant maximal en travée
M_a	Moment fléchissant maximal en appui.
N_u	Effort normal ultime
N_{ser}	Effort normal de service
I_o	Moment d'inertie de la section totale rendue homogène

I_f	Moment d'inertie fictif
F	Flèche due à une charge considérée (g, j, p)
G	Charge permanente
P	Surcharge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u	Chargement ultime
q_{ser}	Chargement de service
Δf_t	Flèche totale
L	Portée de la travée
δ_t	Espacement des armatures transversales
α	Coefficient sans dimension rapport $\frac{V}{D}$
γ_b	Coefficient partiel de sécurité sur le béton
γ_s	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
η	Coefficient de fissuration relatif à une armature
λ	Elancement mécanique d'une pièce.
μ	Moment réduit ultime (sans dimensions)
ρ	Rapport entre deux dimensions $\left(\frac{L_x}{L_y}\right)$
σ_b	Contrainte de compression du béton
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle.
ν	Coefficient de poisson

Introduction générale

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 représenté 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 par rapport aux 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 de comportement. Les règlements parasismiques Algériens définissent des modèles 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.

Chapitre 1 :
Introduction et hypothèses de calcul

1 Introduction et hypothèses de calcul

1.1 Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

1.2 Présentation du projet :

Le bâtiment sujet de cette étude est une tour composée d'un sous-sol, RDC et neuf étages, dont le Sous-sol est réservé à un parking, le RDC abrite des locaux à usage commercial, et le reste des étages sont à usage d'habitation appartenant deux types de logs F3 et F4.

L'ouvrage est implanté à Mostaganem (Kharouba) qui est considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA99 (version 2003) » comme une région de moyenne sismicité (zone IIa) et de groupe d'usage 2.

1.3 Caractéristiques générales :

1.3.1 Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont comme suit :

- **Dimension en hauteur :**

- La hauteur de niveau sous- sol est :..... 2,89 m
- La hauteur de niveau de RDC est :.....4,76m
- La hauteur du 1er au 9ème étage est :.....3,23 m
- La hauteur totale du bâtiment est :..... 34,43 m (avec L'acrotère = 0,60m)

1.3.2 Caractéristiques géotechniques du sol :

Dans notre étude on a considéré que le sol assise de la construction est un sol meuble (Site3).L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 et par conséquent on a adopté :

- La contrainte admissible du sol : sol $\sigma = 2.5$ bars
- L'absence d'une nappe phréatique.

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

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

1.5 Les sollicitations :

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

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

1.6 Caractéristique des matériaux :

1.6.1 Béton Armé :

La résistance du béton est très faible en traction. En revanche, l'acier résiste très bien à la traction. Aussi, le principe du béton armé est d'insérer dans la matrice de béton des aciers dans les zones tendues.

Cette association est efficace car :

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

1.6.2 Le béton :

- **Composition du béton :**

Le béton est un mélange complexe avec des proportions de granulats et des liants. (Ciment) malaxé avec de l'eau pour obtenir une pâte maniable.

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

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

- Ciment utilisé CPJ (dosage 350 kg / m³) ;
- Sable400 litres / m³ (DS ≤ 0,5 mm) ;
- Gravier800 litres / m³ ((de 3/8 ; 8/15 ; 15/25mm) et
- L'eau de gâchage160 à 180 litres / m³

- **Résistance du béton :**

- À la compression :

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

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

$$f_{cj} = \frac{j}{4,74+0,83j} f_{c28} ; \text{ pour } : f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} ; \text{ pour } : f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Et pour $i \geq 60$ jours $f_{cj} = 1,1 \text{ MPa}$

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

- À la traction : [C.B.A 93/A2.1.1.2]

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

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

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

Pour : $f_{cj} \geq 60 \text{ MPa} ; f_{tj} = f_{cj}^{\frac{2}{3}}$

- **Contraintes limites de compression :**

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

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

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

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

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

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

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

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

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

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

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = \min [3,34 \text{MPa} ; 4 \text{MPa}] = 3,34 \text{MPa}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable : $\overline{\tau_u} = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right]$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = \min [2,5 \text{MPa} ; 4 \text{MPa}] = 2,5 \text{MPa}$$

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

Le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule suivante : Module instantané : pour les charges appliquées avant 24h.

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

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

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

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

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

1.6.3 L'Acier :

- **La limite d'élasticité f_e :**

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

Tableau 1 : Valeurs de la limite d'élasticité f_e

Aciers	Nuances	f_e (Mpa)	Diamètre
Ronds lisses	FeE235	235	$\phi 6$ et $\phi 8$
Barres H.A	FeE400	400	8, 10, 12, 14, 16 et 20
Treillis soudés en fils lisses	TLE520	520 ($\phi \leq 6$)	TS $\phi 4$ (15×15) cm ²

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

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

$$E_s = 2 \cdot 10^5 \text{MPa} [\text{C. B. A } 93/\text{A2.2.1}]$$

- **Contraintes limites :**

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

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

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

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

La contrainte de traction des armatures est limitée par :

- Fissuration peu nuisible : la contrainte n'est pas limitée
- Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s(\text{MPa}) = \min \left[\frac{3}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$
- Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s(\text{MPa}) = \min [0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}]$

f_e : désigne la limite élastique des aciers utilisés.

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

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

Chapitre 2 :
Pré-dimensionnement des éléments résistants
De la structure

2 Pré-dimensionnement des éléments résistants De la structure

2.1 Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant Les règlements B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification de la résistance, la stabilité

Et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales :**

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation des planchers transmissent aux poutrelles puis aux poutres puis aux poteaux et finalement au bon sol par le biais des fondations.

- **Sollicitations horizontales :**

Elles sont généralement d'origine sismique pour les constructions en béton armé et sont reprises par les éléments de contreventement tel que voiles et portiques.

2.2 Pré-dimensionnement des poutres :

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

- ❖ critère de flèche :

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

Avec

L : longueur de la poutre.

h : hauteur totale de la poutre.

b : largeur de la poutre.

- ❖ Conditions imposées par les RPA99 (version 2023) :

- $b \geq 20\text{cm}$.
- $h \geq 30\text{cm}$.
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$.

2.2.1 Poutres principales :

$$L_{\max} = 520\text{cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{520}{15} \leq h \leq \frac{520}{10} \Rightarrow 34,66\text{cm} \leq h \leq 52\text{cm}$$

On prendra : **b = 30cm ; h = 45cm**

Donc la section de la poutre principale est de dimensions $(30 \times 45)\text{cm}^2$.

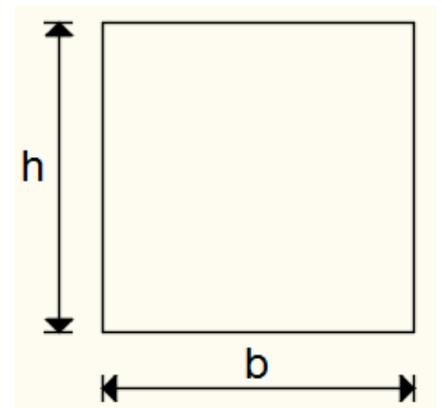


Figure 1 : section de la poutre

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

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
- $h=45\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \text{conditions vérifiées.}$
- $0.25 < \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1,5 < 1,4$

2.2.2 Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 500 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10} \Rightarrow 33.33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm}$$

On prendra : **b=30cm ; h=35cm**

Donc : la section de la poutre secondaire est de dimension **(30 × 35)cm²**.

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

- $b=30\text{cm} \geq 20\text{cm}$
- $h=35\text{cm} \geq 30\text{cm} \quad \Rightarrow \text{conditions vérifiées}$
- $0.25 < \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 < 1,4$

Tableau 2: récapitulatif des sections des poutres

Poutres principales (b×h) [cm ²]	Poutres secondaires (b×h) [cm ²]
(30 × 45)	(30 × 35)

2.3 Pré-dimensionnement des planchers :

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Planchers à corps creux
- Planchers à dalle pleine.

2.3.1 Plancher à corps creux :

Le Plancher à corps creux est composé d'une dalle de compression et d'un corps creux, ces types de plancher sont utilisés à cause de leur aspect économique et présentent une bonne isolation thermique et acoustique. (Voir fig.II.2.)

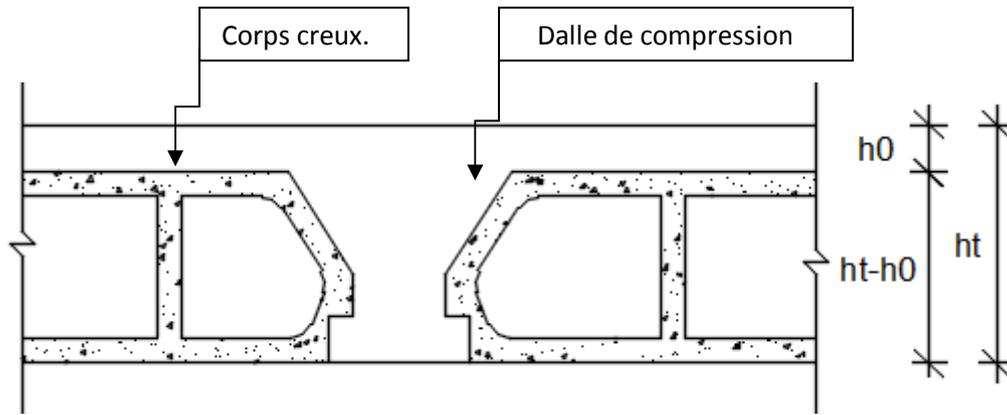


Figure 2: coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Avec :

h_t : Epaisseur totale du plancher.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

$(h-h_0)$: Epaisseur du corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la condition de flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \text{ [BAEL91 / 7.6.8, 424]}$$

Avec :

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

On a: $L_{\max} = (500-30) \text{ cm} = 470 \text{ cm}$

$L = 470 \text{ cm} \Rightarrow 18.8 \text{ cm} \leq h_t \leq 23.5 \text{ cm} \Rightarrow$

On prendra : $h_t = (16+4) \text{ cm} = 20 \text{ cm}$.

2.3.2 Plancher à dalle pleine :

On utilise une dalle pleine au niveau du plancher haut du sous-sol afin d'obtenir une bonne résistance aux efforts horizontaux cumulés dûs au séisme.

➤ Condition de résistance à la flexion (BAEL91) :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle h_d est donnée par :

➤ Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens :

- $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$

- La charge doit être uniformément répartie.

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) L_x$$

➤ Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens :

- $0,4 \leq \rho \leq 1$
- La charge est uniformément répartie, ou bien
- Dalle soumise à une charge concentrée.

Quel que soit la valeur de ρ .

$$\Rightarrow h_d = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30}\right)L_x$$

Avec : $L_x \leq L_y$

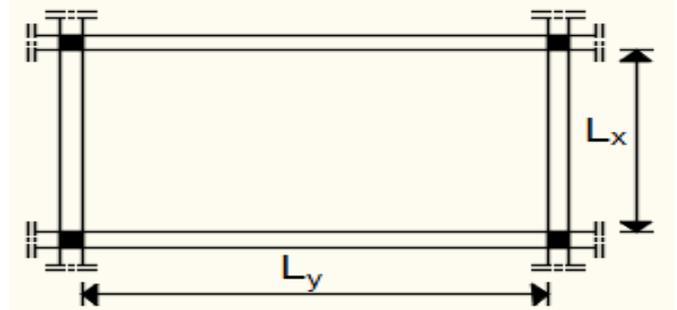


Figure 3 Dimensions d'un panneau de dalle.

L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle.

L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet ; nous avons :

$$L_x = 4,90\text{m}$$

$$L_y = 5,20\text{m}$$

$$\rho = \frac{490}{520} = 0,94 \Rightarrow 0,4 \leq 0,94 \leq 1$$

⇒ Donc ; la dalle porte suivant les deux sens $\frac{L_x}{50} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40}$

$$\Rightarrow 9.2 \text{ cm} \leq h_d \leq 11.5\text{cm} \Rightarrow h_d = 11\text{cm}$$

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

➤ Condition d'isolation acoustique :

• Contre les bruits ariens : $2500 \times h_d \geq 350\text{Kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14\text{cm}.$

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

➤ Condition de sécurité en matière d'incendie :

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

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

• Pour quatre heures de coupe de feu $\Rightarrow h_d = 17,5\text{cm}.$

Conclusion : Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on prend une épaisseur pour la dalle pleine: **hd= 16cm.**

2.4 Descente de charges :

2.4.1 Plancher terrasse inaccessible :

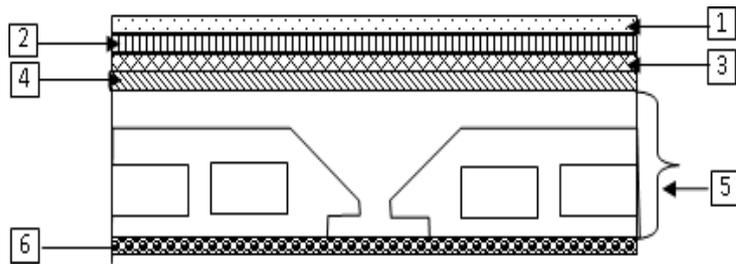


Figure 4 : Coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible.

➤ Charges permanentes :

Tableau 3: charges permanentes d'un plancher terrasse inaccessible

Matériaux	P (KN /m ³)	Ep (m)	G (KN /m ²)
1- Protection gravillon	20	0,04	0,80
2-Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3-Forme de pente	22	0,135	2,97
4-Isolation thermique	4	0,04	0,16
5-plancher à corps creux(16+4)	/	/	2,80
6- Enduit au ciment	18	0,015	0,27
			Totale : 7,12 KN/m²

➤ Charges permanentes : **G = 7,12 KN/m²**

➤ Surcharge d'exploitation : Terrasse inaccessible **Q = 1,00 KN/m²**

II.4.2- Plancher étage courant :

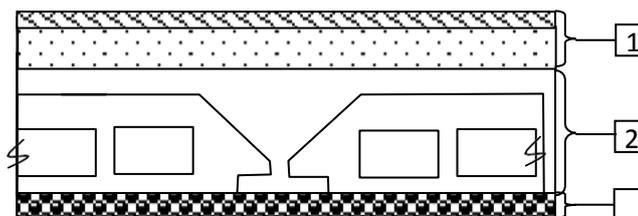


Figure 5: Coupe transversale du plancher étage courant.

➤ Charges permanentes :

Tableau 4: charges permanentes du plancher étage courant

Matériaux	P (KN/m ³)	Ep(m)	G (KN/m ²)
1-Carrelage +sable+ Mortier de pose	/	0,05	1,04
2-Planche à corps creux (16+4)	/	/	2,80
3-Enduit au ciment	18	0,015	0,27
4- cloisons légères	/	0,1	1
			Totale : 5.11 KN/m²

- Charges permanentes : **G = 5,11 KN/m²**
- Surcharge d'exploitation : Locaux à usage d'habitation **Q = 1,50 KN/m²**

• **II.4.3- Dalle pleine (plancher haut du sous-sol) :**

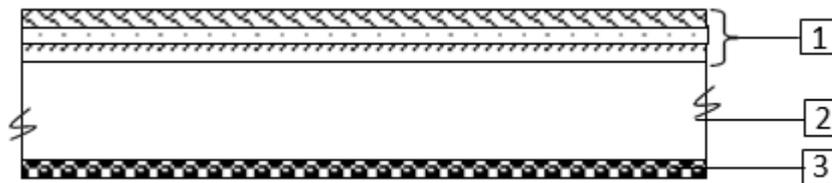


Figure 6: Coupe transversale du plancher haut sous-sol.

- Charges permanentes :

Tableau 5 : charges permanentes du plancher haut sous-sol.

Matériaux	P (KN/m ³)	Ep(m)	G (KN/m ²)
1-Carrelage +sable+ Mortier de pose	/	0,05	1,04
2- Dalle pleine en béton armé	25	0,16	4,00
3-Enduit au ciment	18	0,015	0,27
4- cloisons légères	10	0,1	1,00
			Totale : 6,31 KN/m²

- Charges permanentes : **G = 6,31 KN/m²**
- Surcharge d'exploitation : Locaux à usage commerciale **Q = 2,50 KN/m²**

Tableau 6 : Tableaux récapitulatifs des charges et combinaisons des charges.

Charges Niveau	Destinations	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	$q_u=1,35G+1,5Q$ [KN/m ²]	$q_{ser}=G+Q$ [KN/m ²]	Bande (b) [m]	$q_u=q_u \times b$ [KN/m _L]	$q_s=q_{ser} \times b$ [KN/m _L]
Plancher terrasse	Inaccessible	7,12	1	11,112	8,12	0,6	6,6672	4,872
1^{ère} 8^{ème} étage	Habitation	5,11	1.5	9,1485	6,61	0,6	5,4891	3,966
Haut s /sol	Service	6,31	2.5	12,2685	8,81	1	12,2685	8,81

2.5 Pré-dimensionnement des poteaux :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression. Soit Q_0 la surcharge D'exploitation sur la terrasse du bâtiment.

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

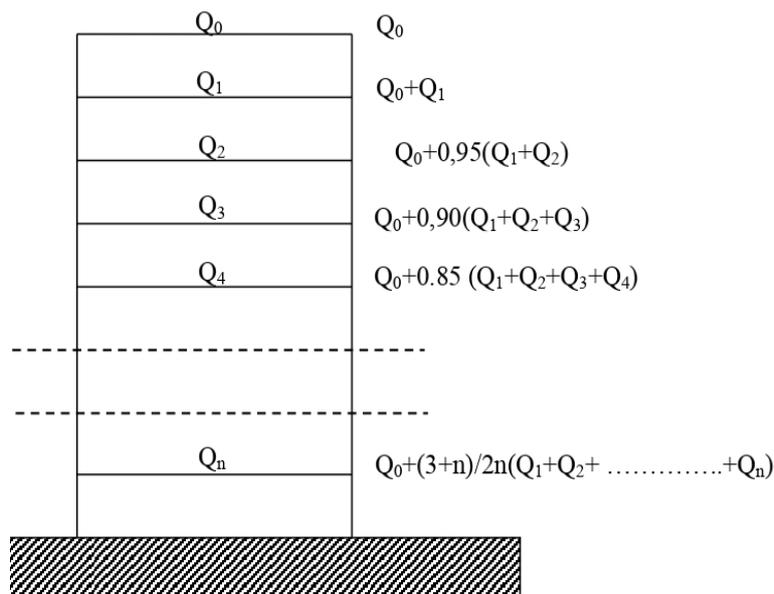


Figure 7: Schéma de la loi de dégression.

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

➤ Les conditions imposées par le RPA99 (version 2003)



Figure 8: Schéma représentatif d'un étage courant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (a;b)} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{zone IIa} \\ \text{Min (a;b)} \geq \frac{he}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec : **he** : hauteur libre de l'étage.

D'après les règles BAEL91 : la valeur théorique de l'effort normal résistant est :

$$N_{rés.th} \leq (Br \times \sigma_b + A \times \sigma_s)$$

Br : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie avec :

$$Br = (a - 2)(b - 2) ; a \text{ et } b : \text{ en [cm].}$$

La résistance du béton comprimé : $\sigma_{bc} = 14,2\text{MPa}$

$$\text{Pour : } \lambda \leq 50 : \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{\beta}$$

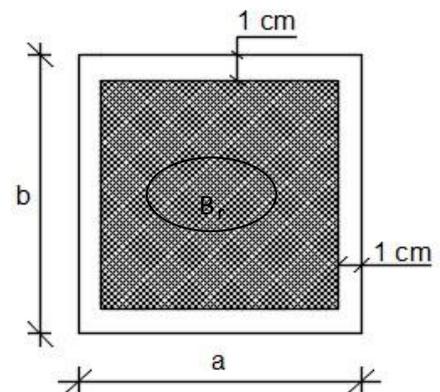


Figure 9 : Section réduite du béton.

$$\text{Avec : } \beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

Avec ces correctifs, l'effort normal résistant ultime :

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

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 d'élasticité ; $f_e = 400$ MPa)

A : Section de l'armature à mettre en place

α : Coefficient dépendant de l'élanement λ

➤ La formule générale donne :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,86 \left(\frac{A}{B_r} \right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \dots \dots \dots *$$

On prend : $\frac{A}{B_r} = 0,8\% = 0,008$ (zone IIa) (Mostaganem) [RPA99/V2003]

- σ_s : Contrainte de l'acier ; $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348$ MPa.
- σ_b : Résistance de calcul du béton ; $\sigma_b = 0,86 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,20$ MPa.

Suivant les règles BAEL91 : pour un poteau rectangulaire ($a \leq b$), il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$$

En introduisant ces valeurs dans l'inégalité (*), on trouve :

$$B_r \geq \frac{1,2 \cdot N_u}{\left[\frac{14,2}{0,9} + 0,86 \left(\frac{0,8}{100} \right) \cdot \frac{400}{1,15} \right] \times 10} = 0,6613690 N_u \quad \longrightarrow \quad B_r \geq 0,6613690 N_u$$

On peut tirer « a » et « b » sachant que : $B_r = (a - 2) \times (b - 2)$ en [cm²] ; D'après le critère de résistance, on a :

$$P_u = 1,35 N_g + 1,5 N_q$$

Avec :

N_g : Effort normal dus aux charges permanentes.

N_q : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

$N_u = 1,15 \times P_u$ D'après les règles BAEL91.

On va faire le dimensionnement en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on prend : $a=b$

➤ Condition de flambement :

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

Avec :

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration de la section du béton.

I : Moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable.

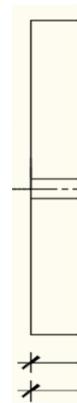
B : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a : $L_f = 0,7 \times L_0$;

Avec : L_0 : Longueur libre du poteau.

- **Charges permanentes et surcharges d'exploitation :**

Tableau 7 : Tableau récapitulatif des charges permanentes et des surcharges d'exploitation



NIVEAU	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]
Haut 9 ^{ème} étage	7,12	1
Haut 8 ^{ème} étage	12,23	2,5
Haut 7 ^{ème} étage	17,34	3,85
Haut 6 ^{ème} étage	22,45	5,05
Haut 5 ^{ème} étage	27,56	6,10
Haut 4 ^{ème} étage	32,67	7
Haut 3 ^{ème} étage	37,78	7,75
Haut 2 ^{ème} étage	42,89	8,5
Haut 1 ^{er} étage	48	9,25
Haut RDC	53,11	10
Haut sous-sol	59,42	11,75

Figure 10: Surface afférente au poteau le plus sollicité.

➤ exemple de calcul : (niveau 9^{ème} étage) La surface afférente est :

$$S_{\text{aff}} = (5,20/2 + 5,20/2) \times (4,90/2 + 4,80/2) = \mathbf{25,22m^2}$$

- Poids propre des poutres principales et secondaires :

$$P_{\text{pp}} = 25 \times 0,30 \times 0,45 = \mathbf{3.375 \text{ KN/m}_L}$$

$$P_{\text{ps}} = 25 \times 0,30 \times 0,35 = \mathbf{2.625 \text{ KN/m}_L}$$

- La longueur afférente de la poutre principale :

$$L_{\text{aff}} = (5.20/2 + 5.20/2) = \mathbf{5.20 \text{ m}}$$

- La longueur afférente de la poutre secondaire :

$$L_{\text{aff}} = (5.00/2 + 5./2) = \mathbf{4.85 \text{ m}}$$

- Poids total des poutres principales et secondaires :

$$P_t = p_p \times L_{\text{af}}(\text{pp}) + p_s \times L_{\text{af}}(\text{ps}) = (5.20 \times 3,375) + (4,85 \times 2,625) \Rightarrow \mathbf{P_t = 30.28 \text{ KN}}$$

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

$$N_p = 1,35 \times 30.28 \times 1 \Rightarrow \mathbf{N_p = 40.878 \text{ KN}}$$

- Poids propre des planchers :

$$G_{\text{cumulé}} = 7,12 \text{ KN/m}^2$$

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

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

$$N_{\text{plancher}} = [(1,35 \times 7,12) + (1,5 \times 1)] \times 25.22 \Rightarrow \mathbf{N_{\text{plancher}} = 280.24 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u = 1,15 \times (N_{\text{plancher}} + N_p) = 1,15 \times (280.24 + 40.878) \Rightarrow \mathbf{N_u = 369.29 \text{ KN.}}$$

- La section réduite de béton :

$$Br \geq 0,6613690 \times N_u \Rightarrow Br \geq 0,6613690 \times 369.29 = 244.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } Br = (a-2) \times (b-2) \geq 244.23 \text{ cm}^2$$

Pérennant une section carré pour le poteau :

$$Br = (a-2)^2 \geq \sqrt{244.23} + 2 \Rightarrow a=b=17.63 \text{ cm}$$

Donc on choisit **(35X35)** cm² pour la section de poteau du dernier niveau (terrasse) et on doit faire la vérification suivantes :

Remarque :

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

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

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

Donc ;

- $\text{Min} (35, 35) \geq 25\text{cm} \dots\dots (zone IIa)$
 - $\text{Min} (a, b) \geq \frac{323-30}{20} = 16,15 \text{ cm}$
 - $\frac{1}{4} \leq (\frac{35}{35} = 1) \leq 4$
- } \Rightarrow Conditions vérifiées

❖ Condition de flambement :

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

❖ Condition de flambement :

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

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 323 = 226,1 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 476 = 333,2 \text{ cm}$$

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

Tableau 8 : Tableau récapitulatif de vérification des conditions du (RPA99/V 2003).

Niveaux	Poteaux	Condition(1) min (a,b) ≥ 25cm	he/20 [cm]	Condition(2) min (a, b) ≥ he/20	a/b	Condition(3) 1/4 ≤ a/b ≤ 4
9 ^{ème} étage	35x35	C.V	16.15	C.V	1	C.V
8 ^{ème} étage	40x40	C.V	16.15	C.V	1	C.V
7 ^{ème} étage	45x45	C.V	16.15	C.V	1	C.V
6 ^{ème} étage	50x50	C.V	16.15	C.V	1	C.V
5 ^{ème} étage	55x55	C.V	16.15	C.V	1	C.V
3 ^{ème} 4 ^{ème} étage	60x60	C.V	16.15	C.V	1	C.V
2 ^{ème} 1 étage	65x65	C.V	16.15	C.V	1	C.V
RDC	70x70	C.V	23.8	C.V	1	C.V
Sou-sol	70x70	C.V	14.45	C.V	1	C.V

Tableau 9 : Tableau récapitulatif de vérification de la condition de flambement.

a	b	Niveaux	Poteaux [cm ²]	L0 [cm]	Lf [cm]	I [cm ⁴]	B [cm ²]	i [cm]	$\lambda < 35$
35	35	9ème étage	35x35	323	226.1	125052.1	1225	10.10	22.39
40	40	8ème étage	40x40	323	226.1	213333.3	1600	11.55	19.57
45	45	7ème étage	45x45	323	226.1	341718.8	2025	12.99	17.40
50	50	6ème étage	50x50	323	226.1	520833.3	2500	14.34	15.76
55	55	5ème étage	55x55	323	226.1	762772.1	3025	15.88	14.38
60	60	3ème4ème étage	60x60	323	226.1	1080000	3600	17.32	13.05
65	65	2ème1 étage	65x65	323	226.1	1487552.1	4225	18.76	12.05
70	70	RDC	70x70	476	333.2	2000833.3	4900	20.21	16.48
70	70	Sou-sol	70x70	289	202.3	2000833.3	4900	20.21	10.01

2.6 Pré-dimensionnement des voiles :

Le dimensionnement des voiles en béton armé doit être justifié par l'article 7.7.1 du RPA99 (version 2003), les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux.

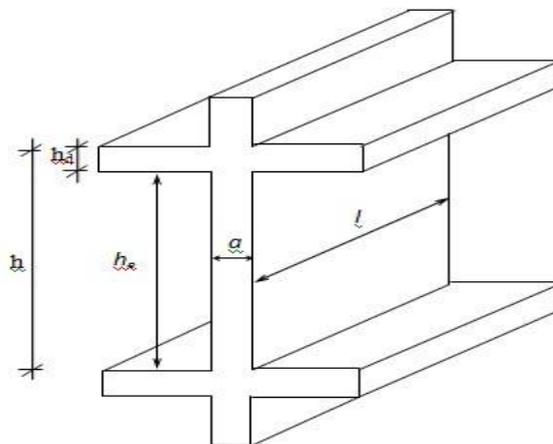


Figure 11: Coupe sur voile en élévation.

2.6.1 Voiles de contreventement :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \leq \frac{L}{4} \\ e \geq \frac{h_e}{25} \\ e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Avec :

L : Largeur du voile correspondant à la portée minimale.

e : Epaisseur du voile.

h_e : Hauteur libre d'étage → $h_e = h - h_d$

h : Hauteur d'étage

h_d : Hauteur de la dalle

$$\left\{ \begin{array}{l} e \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \\ e \geq \frac{476-35}{25} = 17.64 \text{ cm} \\ e \geq \frac{323-35}{25} = 11.52 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prendra : **e = 20 cm**

2.6.2 Voiles périphériques :

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{h_e}{25} \\ e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow e \leq \frac{289-35}{25} = 10.16 \text{ cm}$$

On prendra : **e = 15 cm**

Chapitre 3 :
Etude des planchers

3 ETUDE DES PLANCHERS

3.1 Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction :

- ❖ Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre des charges verticales aux éléments porteurs verticaux Tel que les poutres principales et les voiles. Ils sont infiniment rigides horizontalement.
- ❖ Celle d'isolation thermique et acoustique.

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers :

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

3.2 Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

- Eléments résistants (porteurs) : poutrelles de section en forme de "Te".
- Dalle de compression collaborant avec la poutrelle et armé d'un treillis soudés.

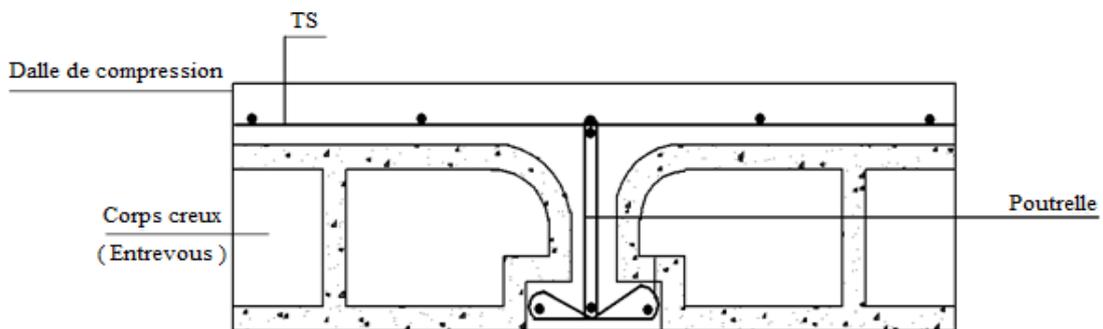


Figure 12: coupe transversale d'un plancher à corps creux.

3.2.1 Détermination des dimensions des poutrelles :

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

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

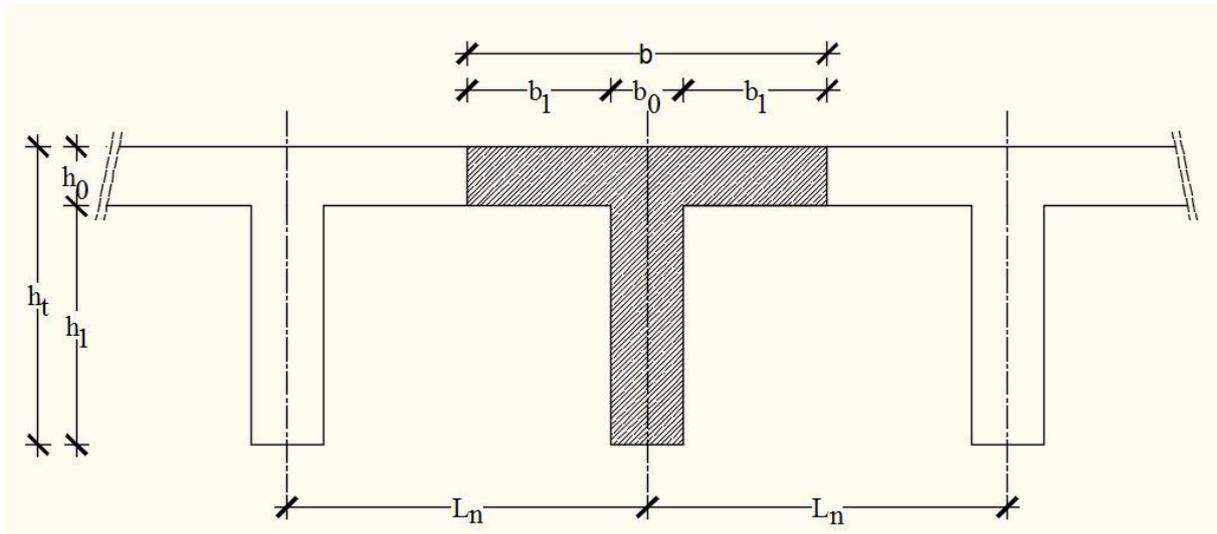


Figure 13: Schéma des poutrelles.

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

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

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

Avec :

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

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 5 \text{ m}$)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

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

Donc :

$$\begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq 50 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{cases}$$

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

La largeur de la dalle de compression est donc :

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

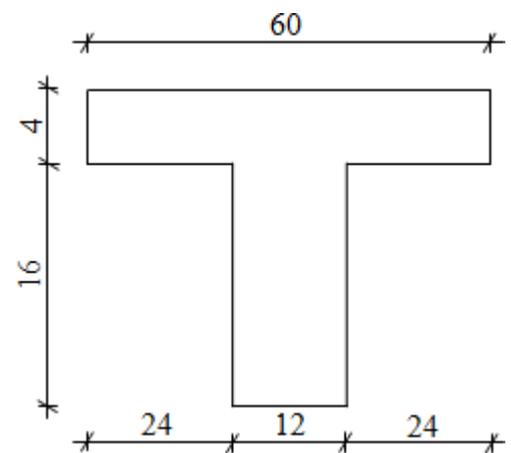


Figure 14 : section de la nervure.

3.2.2 Ferrailage de la dalle de compression :

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

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

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

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

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

$$\text{Si : } 50 \leq L_n \leq 80\text{cm} \quad \Rightarrow A_{//} \geq \frac{4L_n}{f_e}$$

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

a. Armatures perpendiculaires aux nervures :

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

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A_{\perp} = 0,46\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$\emptyset \leq 6 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad f_e = 520 \text{ Mpa}$$

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

Choix des armatures :

$$6\emptyset 4/\text{ml} \Rightarrow A = 0,75\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(\emptyset 4 \Rightarrow e = 15\text{cm}).$$

b. Armatures parallèles aux nervures :

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

Choix des armatures :

$$6\emptyset 4/\text{ml} \Rightarrow A = 0,75\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(\emptyset 4 \Rightarrow e = 15\text{cm}).$$

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

3.2.3 Evaluation de la charge :

$$\text{Etat limite ultime : } \quad q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$$

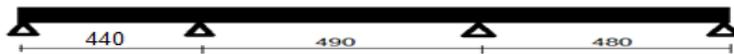
$$\text{Etat limite de service : } \quad q_s = (G + Q) \times b$$

Tableau 10 : Evaluation des charges

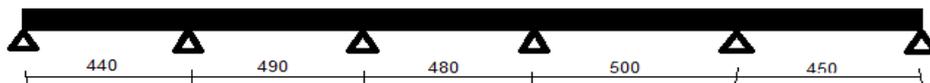
Type de plancher	Destinations	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	(b) [m]	Q _u [KN/ml]	Q _s [KN/ml]
Terrasse	Inaccessible	7,12	1,00	0,6	6,6672	4,872
Etage courant	Habitation	5,11	1,50	0,6	5,4891	3,966

➤ **Types de poutrelles :**

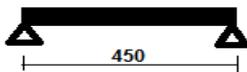
Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



3.2.4 Méthode de calcul :

Dans le cas des planchers comportant des poutres (secondaires et principales) surmontées par une dalle générale à laquelle elles sont liées, il est légitime d'utiliser pour le calcul des poutres, les méthodes de calcul simplifiées dont le domaine d'application est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limité, éventuellement par des conditions complémentaires : **[B A E L 91/B.6.2 ,20]**

- ✓ Méthode forfaitaire pour les planchers à charges d'exploitation modérée ;
[B A E L 91/B.6.2 ,21]
- ✓ Méthode Caquot pour les planchers à charges d'exploitation relativement élevée ;
[B A E L 91/B.6.2 ,22]

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

1. La charge d'exploitation doit vérifier : $Q \leq \max [2G ; 500] \text{ [daN/m}^2\text{]} ;$
2. Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées ;
3. Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25
 $(0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l} \leq 1.25)$ et
4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

- ✓ Si les quatre conditions sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire.
- ✓ Si une ou plus des quatre conditions n'est pas vérifiée, on appliquera la méthode de Caquot minoré.

• **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

Plancher terrasse :

1. $Q = 100 \text{ daN/m}^2$ pour plancher terrasse.
Donc $Q = 100 \text{ daN/m}^2 < \max(2G ; 500)$ condition vérifiée
- Les moments d'inerties sont constants. condition vérifiée
3. $0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l} = \frac{490}{440} = 1.11 \leq 1.25$ condition vérifiée
4. la fissuration est peu nuisible condition vérifiée

Conclusion :

La méthode forfaitaire est applicable pour les quatre types.

- **Méthode forfaitaire :** (plancher à charges d'exploitation modérées).

Soit M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

α : Coefficient ;

P : La surcharge d'exploitation non pondérée et

G : La charge permanente non pondérée.

Soit M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée et soumise aux mêmes charges :

$$M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

α : Coefficient ;

P : La surcharge d'exploitation non pondérée et

G : La charge permanente non pondérée.

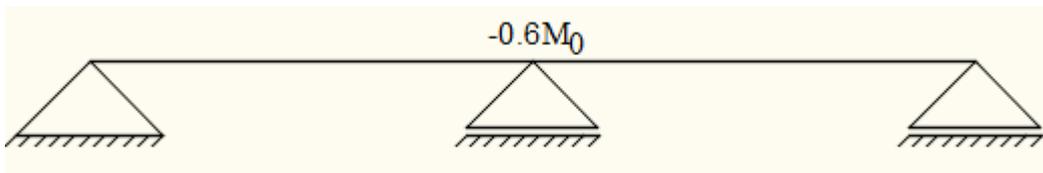
- **Moment en travée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1 + 0.3\alpha) ; 1.05] M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{(Dans le cas d'une travée de rive)} \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \quad \text{(Dans le cas d'une travée intermédiaire)} \end{array} \right.$$

M_w : Le moment en appuis de gauche et M_e : Le moment en appuis de droite

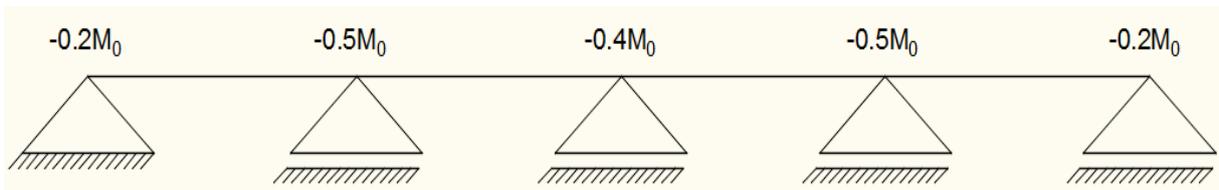
- **Moment en appuis :**

- $M_a \leq -0.6M_0$ Cas d'une poutre à deux travées ;



- $M_a \leq -0.5M_0$ Pour les appuis voisin des appuis de rive d'une poutre a plus dedeux travées et

- $M_a \leq -0.4M_0$ Pour les autres appuis intermédiaires ; si la poutrelle comporte plus de trois travée.



Pour le calcul des moments en appuis, on prend la valeur maximale du moment de part et d'autre de l'appui.

3.2.5 Application de la méthode forfaitaire (Planche Terrassé) :

- **Type de poutrelle à étudiée :**

- **Type 02 :**

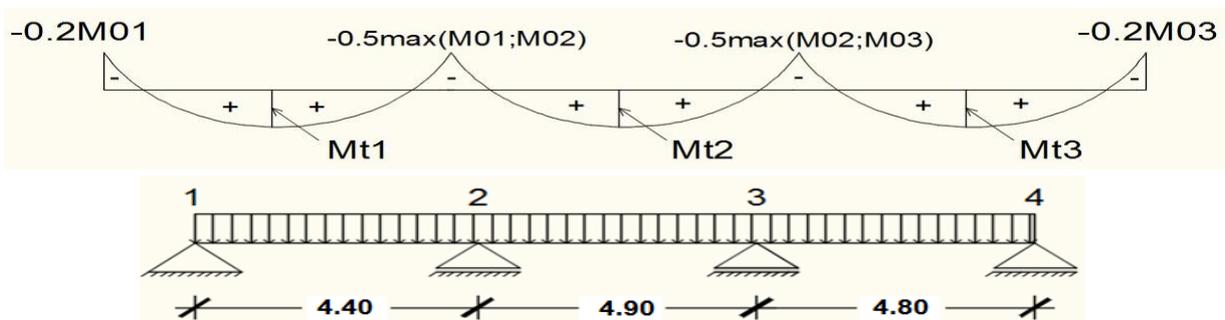


Figure 15: schéma statique et diagramme des moments de la poutrelle type 2

Moment fléchissant en appuis :

Moment de la travée considéré supposé simplement appuyée :

- Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{01}^u = \frac{q_u \times l_1^2}{8} = \frac{6.6672 \times 4.40^2}{8} = 16.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{02}^u = \frac{q_u \times l_2^2}{8} = \frac{6.6672 \times 4.90^2}{8} = 20 \text{ KN.m}$$

$$M_{03}^u = \frac{q_u \times l_3^2}{8} = \frac{6.6672 \times 4.80^2}{8} = 19.20 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{01}^s = \frac{q_s \times l_1^2}{8} = \frac{4.872 \times 4.40^2}{8} = 12.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{02}^s = \frac{q_s \times l_2^2}{8} = \frac{4.872 \times 4.90^2}{8} = 14.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{03}^s = \frac{q_s \times l_3^2}{8} = \frac{4.872 \times 4.80^2}{8} = 14.03 \text{ KN.m}$$

• **Appuis de rives (1et 4) :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{a1}^u = -0.2 \times M_{01}^u = -0.2 \times 16.13$$

$$M_{a1}^u = \mathbf{-3.23 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4}^u = -0.2 \times M_{03}^u = -0.2 \times 19.20$$

$$M_{a4}^u = \mathbf{-3.84 \text{ KN.m}}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{a1}^s = -0.2 \times M_{01}^s = -0.2 \times 12.88$$

$$M_{a1}^s = \mathbf{-2.58 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a4}^s = -0.2 \times M_{03}^s = -0.2 \times 14.03$$

$$M_{a4}^s = \mathbf{-2.81 \text{ KN.m}}$$

• **Appuis intermédiaires (2et 3) :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{a2}^u = -0.5 \times \max (M_{01}^u ; M_{02}^u)$$

$$M_{a2}^u = -0.5 \times \max (16.13 ; 20)$$

$$M_{a2}^u = -0.5 \times 20$$

$$M_{a2}^u = \mathbf{-10 \text{ KN.m}}$$

$$M_{a3}^u = -0.5 \times \max (M_{02}^u ; M_{03}^u)$$

$$M_{a3}^u = -0.5 \times \max (20 ; 19.20)$$

$$M_{a3}^u = -0.5 \times 20$$

$$M_{a3}^u = -10 \text{ KN.m}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M^S = -0,5 \times \max (M^S ; M^S)$$

$$M_{a2}^S = -0,5 \times \max (12.88 ; 14.35)$$

$$M_{a2}^S = -0,5 \times 14.35$$

$$M_{a2}^S = -7.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{a3}^S = -0,5 \times \max (M_{02}^S ; M_{03}^S)$$

$$M_{a3}^S = -0,5 \times \max (14.35 ; 14.03)$$

$$M_{a3}^S = -0,5 \times 14,35$$

$$M_{a3}^S = -7.17 \text{ KN.m}$$

a. Moment fléchissant en travée :

$$0 \leq \alpha \leq \frac{2}{3} ; \alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{60}{4.27+60} = 0.123$$

$$0 \leq 0.123 \leq \frac{2}{3} \quad ; \quad \text{condition vérifiée.}$$

• **Travées de rives (1-2) et (3-4) :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_t^u + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0^u \\ M_t^u \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$$

Travée (1-2):

$$\begin{cases} M_{t1}^u + \frac{M_{a1} + M_{a2}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.123); 1.05]M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.123}{2}\right)M_{01}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t1}^u + \frac{3.23 + 10}{2} \geq \max[1.036; 1.05]M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0.62M_{01}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t1}^u + 6.61 \text{KN.m} \geq 1.05M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0.62M_{01}^u \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t1}^u + 0.40M_{01}^u \geq 1.05M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq 0.62 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t1}^u \geq 0.64M_{01}^u \\ M_{t1}^u \geq \end{cases}$$

0.62KN.m

Donc en prend : $M_{t1}^u = 0.64M_{01}^u \Rightarrow$
11.291KN.m

$$M_{t1}^u = 0.64 \times \dots$$

$$M_{t1}^u =$$

Travée (3-4):

$$\begin{cases} M_{t3}^u + \frac{M_{a3} + M_{a4}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.123); 1.05]M_{03}^u \\ M_{t3}^u \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.123}{2}\right)M_{03}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t3}^u + \frac{10 + 3.84}{2} \geq \max[1.036; 1.05]M_{03}^u \\ M_{t3}^u \geq 0.62M_{03}^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t3}^u + 6.92KN.m \geq 1.05M_{01}^u \\ M_{t3}^u \geq 0.62M_{01}^u \end{cases} \quad \begin{cases} M_{t3}^u + 0.36M_{03}^u \geq 1.05M_{03}^u \\ M_{t3}^u \geq 0.62KN.m \end{cases} \quad \begin{cases} M_{t3}^u \geq 0.69M_{03}^u \\ M_{t3}^u \geq \end{cases}$$

0.62KN.m

Donc en prend : $M_{t3}^u = 0.69M_{03}^u \Rightarrow$
13.44 KN.m

$$M_{t3}^u = 0.69 \times \dots$$

$$M_{t3}^u =$$

➤ Etat limite service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_t^s + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0^u \\ M_t^s \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$$

Travée (1-2):

$$\begin{cases} M_{t1}^s + \frac{M_{a1} + M_{a2}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.135); 1.05]M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.135}{2}\right)M_{01}^s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t1}^s + \frac{2.57 + 7.17}{2} \geq \max[1.04; 1.05]M_{01}^s \\ M_{t1}^s \geq 0.62M_{01}^s \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow \left\{ \right. \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \right.$$

$$M_{t1}^s + 4.87 \text{KN.m} \geq 1.05M_{01}^s \quad M_{t1}^s + 0.35M_{01}^s \geq 1.05M_{01}^s \quad M_{t1}^s \geq 0.7M_{01}^s$$

$$M_{t1}^s \geq 0.62M_{01}^s \quad M_{t1}^s \geq 0.62 \text{KN.m} \quad M_{t1}^s \geq 0.62 \text{KN.m}$$

Donc en prend : $M_{t1}^s = 0.7M_{01}^s \Rightarrow M_{t1}^s = 0.7 \times \dots \Rightarrow M_{t1}^s = 9.016 \text{KN.m}$

Travée (3-4) :

$$\begin{cases} M_{t3}^s + \frac{M_{a3} + M_{a4}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.135); 1.05]M_{03}^s \\ M_{t3}^s \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.135}{2}\right)M_{03}^s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t3}^s + \frac{2.8 + 7.17}{2} \geq \max[1.04; 1.05]M_{03}^s \\ M_{t3}^s \geq 0.62M_{03}^s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t3}^s + 4.99 \text{KN.m} \geq 1.05M_{03}^s \\ M_{t3}^s \geq 0.62M_{01}^s \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t3}^s + 0.35M_{03}^s \geq 1.05M_{03}^s \\ M_{t3}^s \geq 0.62 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{t3}^s \geq 0.7M_{03}^s \\ M_{t3}^s \geq 0.62 \text{KN.m} \end{cases}$$

Donc en prend : $M_{t3}^s = 0.7M_{03}^s \Rightarrow M_{t3}^s = 0.7 \times \dots \Rightarrow M_{t3}^s = 9.821 \text{KN.m}$

• **Travée intermédiaire (2-3) :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\begin{cases} M_t^u + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05]M_0^u \\ M_t^u \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right)M_0^u \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t2}^u + \frac{M_{a3} + M_{a2}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.123); 1.05]M_{02}^u \\ M_{t2}^u \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.123}{2}\right)M_{02}^u \end{cases}$$

{

$$M_{t2}^u + \frac{10 + 10}{2} \geq \max[1.036; 1.05]M_{02}^u$$

$$M_{t2}^u \geq 0.62M_{02}^u$$

$$M_{t2}^u + 10KN.m \geq 1.05M_{02}^u$$

$$M_{t2}^u + 0.35M_{02}^u \geq 1.05M_{02}^u$$

$$M_{t2}^u \geq 0.7M_{02}^u$$

$$M_{t2}^u \geq 0.62M_{02}^u$$

$$M_{t2}^u \geq 0.62KN.m$$

$$M_{t2}^u \geq$$

$$0.62KN.m$$

Donc en prend : $M_{t2}^u = 0.7M_{02}^u \implies M_{t2}^u = 0.7 \times 20 \implies M_{t2}^u = 14KN.m$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\begin{cases} M_{t2}^s + \frac{M_{a3} + M_{a2}}{2} \geq \max[(1 + 0.3 \times 0.135); 1.05]M_{02}^s \\ M_{t2}^s \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.135}{2}\right)M_{02}^s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t2}^s + \frac{7.17 + 7.17}{2} \geq \max[1.04; 1.05]M_{02}^s \\ M_{t2}^s \geq 0.62M_{02}^s \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{t2}^s + 7.17KN.m \geq 1.05M_{02}^s \\ M_{t2}^s \geq 0.62M_{02}^s \end{cases} \implies \begin{cases} M_{t2}^s + 0.35M_{02}^s \geq 1.05M_{02}^s \\ M_{t2}^s \geq 0.62KN.m \end{cases} \implies \begin{cases} M_{t2}^s \geq 0.7M_{02}^s \\ M_{t2}^s \geq 0.62KN.m \end{cases}$$

Donc en prend : $M_{t2}^s = 0.7M_{02}^s \implies M_{t2}^s = 0.7 \times 14.78 \implies M_{t2}^s = 10.045KN.m$

a. Efforts tranchants :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$T_{01}^u = \frac{q_u \times l_1}{2} = \frac{6.6672 \times 4.4}{2} = 14.67KN$$

$$T_{02}^u = \frac{q_u \times l_2}{2} = \frac{6.6672 \times 4.9}{2} = 16.33KN$$

$$T_{03}^u = \frac{q_u \times l_3}{2} = \frac{6.6672 \times 4.8}{2} = 16 \text{KN}$$

➤ Etat limite service (E.L.S) :

$$T_{01}^s = \frac{q_s \times l_1}{2} = \frac{4.873 \times 4.4}{2} = 10.71 \text{KN}$$

$$T_{02}^s = \frac{q_s \times l_2}{2} = \frac{4.873 \times 4.9}{2} = 11.94 \text{KN}$$

$$T_{03}^s = \frac{q_s \times l_3}{2} = \frac{4.873 \times 4.8}{2} = 11.69 \text{KN}$$

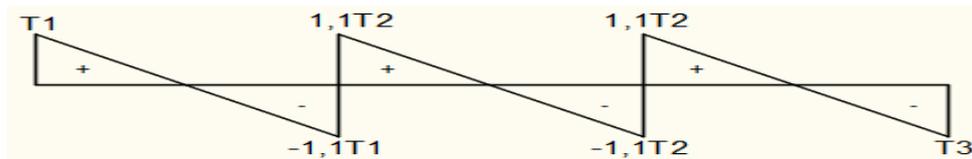


Figure 16: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$T_1^u = 14.67 \text{ KN}$$

$$T_2^u = -1.1 \times 14.67 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_2^u = -16.14 \text{ KN}$$

$$T_2^u = 1.1 \times 16.33 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_2^u = 17.96 \text{ KN}$$

$$T_3^u = -1.1 \times 16.33 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_3^u = -17.96 \text{ KN}$$

$$T_3^u = 1.1 \times 16.33 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_3^u = 17.96 \text{ KN}$$

$$T_4^u = -16 \text{ KN}$$

➤ Etat limite service (E.L.S) :

$$T_1^s = 10.71 \text{ KN}$$

$$T_2^s = -1.1 \times 10.71 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_2^s = -11.78 \text{ KN}$$

$$T_2^s = 1.1 \times 11.94 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_2^s = 13.13 \text{ KN}$$

$$T_3^s = -1.1 \times 11.94 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_3^s = -13.13 \text{ KN}$$

$$T_3^s = 1.1 \times 11.94 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad T_3^s = 13.13 \text{ KN}$$

$$T_4^s = -11.69 \text{ KN}$$

3.2.6 Détermination des armatures :

A. En travée :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_t^u = 13.24 \text{ KN.m}$$

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

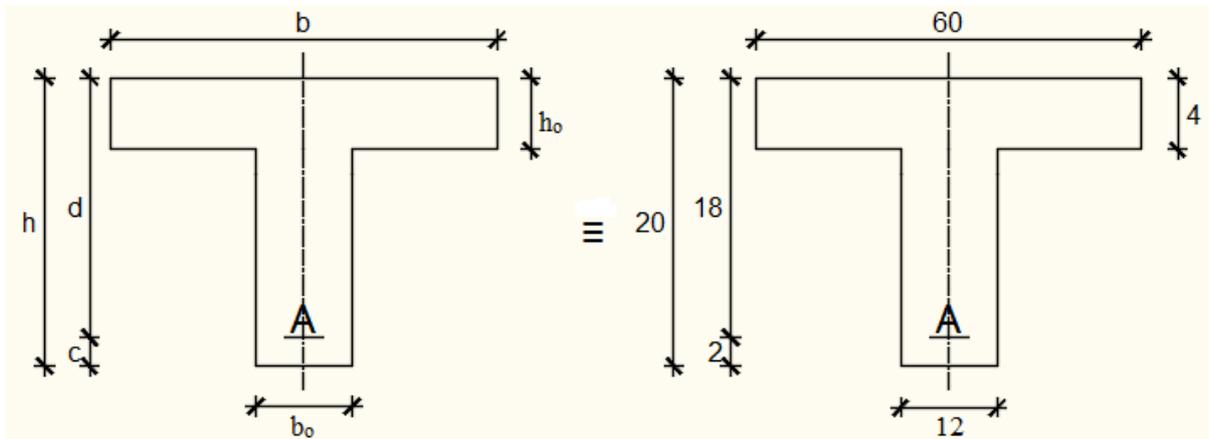


Fig.III.8 : Section de calcul

$$M_T = 14.2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \quad \Rightarrow \quad M_T = 54528 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 13240 \text{ N.m} < M_T = 54528 \text{ N.m} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considéré comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$.

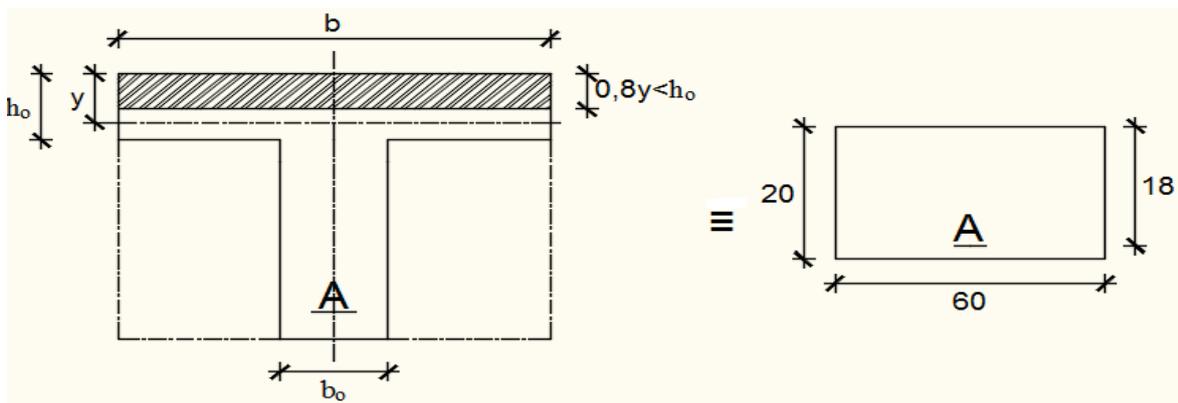


Figure 17: Section de calcul en travée.

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{13240}{60 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0.047$$

$\mu = 0,047 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,060$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13240}{0,976 \cdot 18 \cdot 348} = 2,16 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(2,16 \text{ cm}^2 ; 0,26 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 2,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on adopte : } A_{st} = 3 \text{ HA10} = 2,36 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}} = 9,67 \text{ KN.m}$$

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

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,36(18 - 4) = -15,6 < 0$$

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

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

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

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

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

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

$$k = \frac{M_t^s}{I} = \frac{9670}{7216,97} = 1,34$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 1,34 \times 4,05 = 5,43 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,89 \times (18 - 4,05) = 186,23 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} FeE ; 110 \sqrt{\eta} f_{t28} \right] \text{ Avec : } \eta = 1,6 \Rightarrow \text{Barre HA}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min [266,66 ; 201,63] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{cases} \Rightarrow \text{Donc : Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

B. En appui :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -10.42 \text{ KN.m}$$

$M_a^u < 0 \Rightarrow$ La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

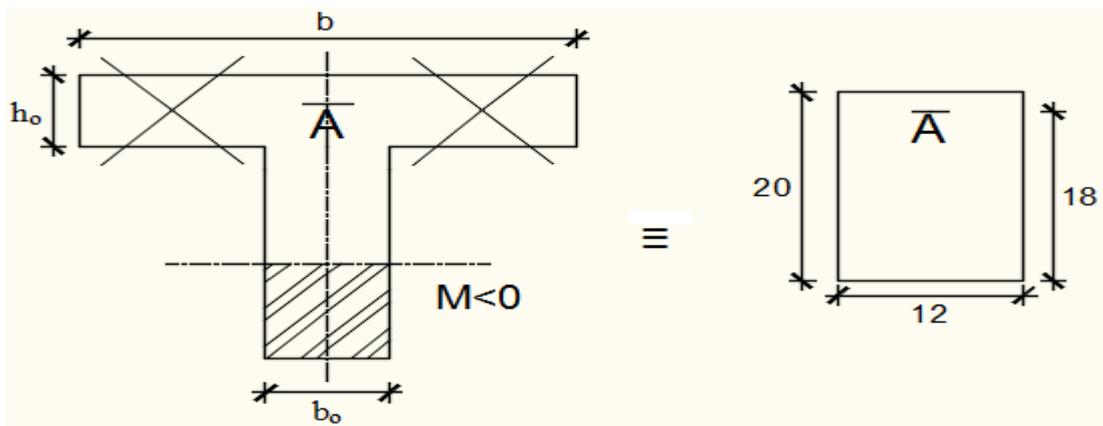


Figure 18: Section de calcul en appuis.

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{10420}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0.189$$

$\mu = 0,189 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow A' n'existe pas et $1000\epsilon_s > 1000\epsilon_1$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.264$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) \rightarrow \beta = 0.894$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10420}{0.894 \cdot 18 \cdot 348} = 1.86 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (1.86 \text{ cm}^2 ; 0.26 \text{ cm}^2) \rightarrow A = 1.86 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 1 \text{ HA16} = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A'_{st} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mathbf{M_a^{ser} = 7.61 \text{ KN.m}} \\ \Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \end{array}$$

$$\text{Avec : } y = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{10420}{7610} = 1.34$$

$$\alpha = 0.246 \leq \frac{1.34 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.42 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Conclusion :**

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

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour (σ_s)

=> Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

3.2.6.1 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.

$$\mathbf{T_u^{max} = 16.33 \text{ KN}}$$

a. Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : [CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \leq 0.264 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0.9 \times d = 0.9 \times 18 \Rightarrow a = 16.2 \text{ cm}$$

$$\mathbf{T_u^{max} = 16330 \text{ N}} \leq 0.264 \times 16.2 \times 12 \times 25 \times 100 = 128304 \text{ N}$$

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

b. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

$$A_{inf} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T_u + \frac{M_a^u}{0.9 \times d} \right]$$

$$A_{inf} \geq \frac{1.15}{400} \left[16330 + \frac{10420}{0.9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0.49 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

c. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne

Moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{16330}{12 \times 18 \times 100} = 0.76 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0.76 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d. Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.3]

a) Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1min} \right]$$

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right] = 0.57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 2\phi_6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

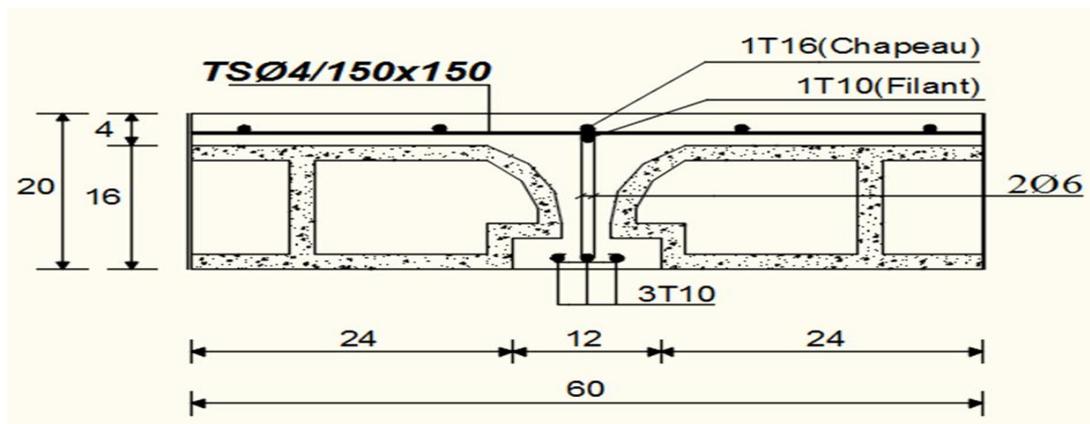


Figure 19: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

• **L'espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0.3f_{t28} \times k}{0.8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ [CBA93/A. 5. 1. 2. 3].}$$

$k = 1$ (flexion simple)

$\alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1; \cos \alpha = 0$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.56 \times 0.8 \times 235}{12 \times (0.76 - 0.3 \times 2.1)} = 67.49 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(16.2; 40) = 16.2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4b_0} = \frac{0.56 \times 235}{12 \times 0.4} = 27.41 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16.2 \text{ cm}$$

Donc : on adopte $\delta_t = 15 \text{ cm}$

3.2.7 Vérification de la flèche :

- **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

La vérification de la flèche se fait à E.L.S [C.B.A 93 B 6.5.2. annexe D]

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{500} = 0.04 < 0.063$ Avec : $l = 5 \text{ m}$ (la plus grande portée) \Rightarrow condition non vérifiée.

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_0^s} \right)$$

$$M_0^s = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{4872 \times 5^2}{8} = 15225 \text{ N.m} \quad \text{avec : } M_t^s = \text{le moment max en travée}$$

$$\Leftrightarrow 0.04 < \frac{1}{10} \left(\frac{9670}{15225} \right) = 0.063 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s^t}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0178 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Conclusion :**

Une des trois conditions n'est pas vérifiée \Rightarrow Le calcul de la flèche est nécessaire. On doit vérifier que : $\Delta ft = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta ft_{max}$

, f_g : Les flèches dus à la charge g ;

f_{ji} : La flèche dus à la charge j ;

: La flèche dus a la charge totale p ;

g : charge permanente après mise en place des cloisons ;

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 712 = 427.2 \text{ daN/ml ;}$$

j = g : charge permanente avant mise en place des cloisons, j =g= 427,2 daN/ml (Plancher errasse) et

$$p : \text{charge totale ; } p = (G + Q) \times 0,6 = (712 + 100) \times 0,6 = 487,2 \text{ daN/m}$$

Sachant que le moment maximum se trouve dans la poutrelle type 04 (travée 2-3) alors la flèche maximale s'y trouve aussi

- a) **Moment fléchissant en travée :**

$$M_{tj} = \frac{q_{sj} \times l^2}{8} = \frac{427.2 \times 5^2}{8} = 1335 \text{ DaN.m}$$

$$M_{tp} = \frac{q_{sp} \times l^2}{8} = \frac{487.2 \times 5^2}{8} = 1522.5 \text{ DaN.m}$$

b) Calcul du module de déformation longitudinale :

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

c) Calcul des moments inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

b) Coordonnées du centre de gravité :

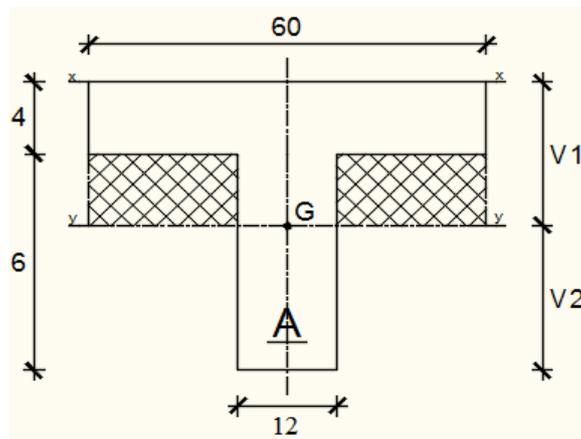


Figure 20 : Section de calcul.

$$V_1 = \frac{h_0 \times b \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{4 \times 60 \times \frac{4}{2} + 12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2} + 4\right) + 15 \times 2.36 \times 18}{60 \times 4 + 12 \times (20 - 4) + 15 \times 2.36}$$

$$V_1 = 7.32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.32 = 12.68 \text{ cm}$$

$$I_0 = b_0 \times \frac{V_1^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(V_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{V_2^3}{3} + n \times A \times (d - V_1)^2$$

$$I_0 = 19451,645 \text{ cm}^4$$

d) Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2.36}{12 \times 18} = 1.093 \text{ tableau } \beta_1 = 0.856$$

ρ : le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{13350}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 367.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{15225}{2.36 \times 0.856 \times 18} = 418.69 \text{ MPa}$$

e) Calcul de : μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,010925 \times 367.13 + 2.1} = 0.70$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,010925 \times 418.69 + 2.1} = 0.80$$

$$I_f = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

Avec : I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.010925} = 3.69$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0.010925} = 1.47$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19451.645}{1 + 3.69 \times 0.7} = 5971.75 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 19451.645}{1 + 1.47 \times 0.70} = 10545.49 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 19451.645}{1 + 3.69 \times 0.80} = 5414.92 \text{ cm}^4$$

f) Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{13350 \times 5^2 \times 10^4}{10 \times 10818.87 \times 10545.49} = 3.1 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{13350 \times 5^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 5971.75} = 2.3 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{15225 \times 5^2 \times 10^4}{10 \times 32164.2 \times 5414.92} = 2.18 \text{ cm}$$

g) La flèche totale :

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (3.1 - 2.3) + (2.18 - 1.3)$$

$$\Delta_{ft} = 0.68 \text{ cm}$$

h) La flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{1}{500} (L < 5\text{m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{500}{500} = 1.$$

$$f = 0,68 < \bar{f} = 1 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Tableau 11 : Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis

Armature	Longitudinale	Transversale
En Travée	3 HA10	2 Ø6
En Appui	1 HA16	2 Ø6

3.3 Planchers dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions L_x et L_y ($L_x \leq L_y$) et d'épaisseur h_d dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le pourtour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le pourtour).

➤ **Diamètre des armatures**

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

[Pratique du BAEL 91-14.5].

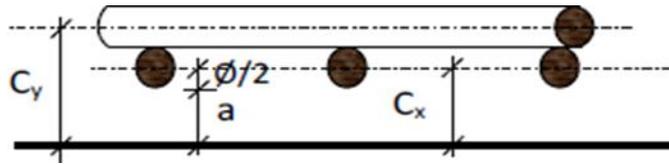


Figure 21 : Enrobage.

$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 16 \text{ cm}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{16}{10} = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 10 \text{ mm.}$$

• **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible $\Rightarrow a = 10 \text{ mm}$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ mm} \\ C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm} \end{cases}$$

• **Hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - C_x = 16 - 1,5 = 14,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 16 - 2,5 = 13,5 \text{ cm}$$

➤ **Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]**

Pour les armatures suivent le sens x-x : $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Pour les armatures suivent le sens y-y : $\delta \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

❖ **L'ETUDE haute sous-sol :**

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{500}{520} = 0.96 \text{ Si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle portent en deux sens.}$$

D'après le tableau :

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9358 \end{cases}$$

a) **Evaluation des charges :**

$$G = 6.31 \text{ KN/m}^2$$

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

b) **Combinaison d'action :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml} = (1.35 \times 6.31 + 1.5 \times 2.5) \times 1\text{ml} = 12.27 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = (6.31 + 2.5) \times 1\text{ml} = 8.81 \text{ KN/m}^2$$

c) **Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :**

❖ **ELU :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0401 \times 12.27 \times 5^2 = \mathbf{12.30 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.9092 \times 12.30 = \mathbf{11.18 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0474 \times 8.81 \times 5^2 = \mathbf{10.44 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.9358 \times 10.44 = \mathbf{9.77 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

d) **La réduction des moments :**

❖ **ELU :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 12.30 = \mathbf{10.45 \text{ KN.m}} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 11.18 = \mathbf{8.38 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = -0.3 \times M_x = 0.3 \times 12.30 = \mathbf{-3.69 \text{ KN.m}} \\ M_{ax} = -0.5 \times M_x = 0.5 \times 12.30 = \mathbf{-6.15 \text{ KN.m}} \\ M_{ay} = -0.5 \times M_y = 0.5 \times 11.18 = \mathbf{-5.59 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 10.44 = \mathbf{8.87 \text{ KN.m}} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 9.77 = \mathbf{7.33 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = -0.3 \times M_x = 0.3 \times 10.44 = \mathbf{-3.13 \text{ KN.m}} \\ M_{ax} = -0.5 \times M_x = 0.5 \times 10.44 = \mathbf{-5.22 \text{ KN.m}} \\ M_{ay} = -0.5 \times M_y = 0.5 \times 9.77 = \mathbf{-4.88 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

3.3.1 Sens X-X :

❖ **En travée :**

$$M_{tx}^u = \mathbf{10.45 \text{ KN.m}}$$

• **Calcul des ferrailages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{10.45 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 14.5^2} = 0.035 < 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.035}) = \mathbf{0.045}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.045 = \mathbf{0.982}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{10.45 \times 10^3}{0.982 \times 348 \times 14.5} = \mathbf{2.11 \text{ cm}^2}$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$\text{Acier Fe400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/m_L$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 2.11 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

- **Espacement maximal des armatures :**

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

- **Choix des armatures :**

$$5T10/\text{m}_L \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}_L.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$M_{tx}^{ser} = 8.87 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A' ≠ ∅

Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } y = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{10450}{8870} = 1.18$$

$$\alpha = 0.045 \leq \frac{1.18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

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

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour (σ_s)

\Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

- ❖ **En appuis :**

$$M_{ax}^u = 6.15 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des ferrailages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{6.15 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 14.5^2} = 0.021 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.021}) = 0.027$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.027 = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{6.15 \times 10^3}{0.989 \times 348 \times 14.5} = 1.23 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 : $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/\text{m}_L$

$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 1.28 \text{ cm}^2/\text{m}_L$

- **Espacement maximal des armatures :**

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

- **Choix des armatures :**

5T10/m_L → $A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{m}_L$.

(T10 → $e = 20\text{cm}$).

- **Vérification à l'ELS :**

$$M_{\text{ax}}^{\text{ser}} = 5.22 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Avec : $y = \frac{M_{\text{ax}}^u}{M_{\text{ax}}^{\text{ser}}} = \frac{6150}{5220} = 1.18$

$$\alpha = 0.027 \leq \frac{1.18 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.34 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

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

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour (σ_s)

$$\Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

3.3.2 Sens Y-Y :

- ❖ **En travée :**

$$M_{\text{ty}}^u = 8.38 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des ferrillages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{8.38 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13.5^2} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}) = \mathbf{0.041}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.041 = \mathbf{0.984}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{8.38 \times 10^3}{0.984 \times 348 \times 13.5} = \mathbf{1.81 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 : $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/\text{m}_L$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 1.81 \text{ cm}^2/m_L$$

- **Espacement maximal des armatures :**

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

- **Choix des armatures :**

$$5T10/m_L \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$M_{ty}^{ser} = 7.33 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A' ≠ 0

Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } y = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{8380}{7330} = 1.14$$

$$\alpha = 0.041 \leq \frac{1.14 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

a) Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour (σ_s)

\Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.

❖ **En appuis :**

$$M_{ay}^u = 5.59 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des ferrailages :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{5.59 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13.5^2} = 0.022 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = \mathbf{0.028}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.028 = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{5.59 \times 10^3}{0.989 \times 348 \times 13.5} = \mathbf{1.20 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$\text{Acier Fe400 : } A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2/m_L$$

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min}) \Rightarrow A = 1.28 \text{ cm}^2/m_L$$

- **Espacement maximal des armatures :**

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

- **Choix des armatures :**

$$5T10/m_L \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$M_{ay}^{ser} = 4.88 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$

Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } y = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{5590}{4880} = 1.15$$

$$\alpha = 0.028 \leq \frac{1.15 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.33 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

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

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour (σ_s)

$$\Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

- b) Vérification des contraintes de cisaillement : [CBA93/A.5.2.2]**

Le panneau le plus sollicité est le panneau (11) :

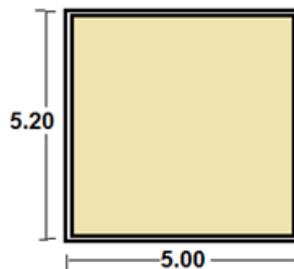


Figure 22: Panneau le plus sollicité.

- T_U max:

$$T_x^u = \frac{\bar{q}_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_y^u = \frac{\bar{q}_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$T_x^u = \frac{12,27 \times 5}{2} \times \frac{5.20^4}{5^4 + 5.20^4} \Rightarrow T_x^u = 17.8 \text{ KN/ml}$$

$$T_y^u = \frac{12,27 \times 5.20}{2} \times \frac{5^4}{5.20^4 + 5^4} \Rightarrow T_y^u = 14.70 \text{ KN/ml}$$

$$T^{max} = \max(T_x^{max}; T_y^{max}) \Rightarrow T^{max} = 17.8 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{1780 \times 10}{100 \times 14.5 \times 100} = 0.12 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires. Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

3.3.3 Vérification de la flèche :

➤ Condition de la flèche :

- $\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20M_x^{ser}} \Rightarrow \frac{0.16}{5} = 0.032 < \frac{8.87}{20 \times 10.44} = 0.042 \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$
- $\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 14.5} = 0.0027 < \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$

⇒ Une des deux conditions n'est pas vérifiée □ Le calcul de la flèche est nécessaire.

vérifier que : $\Delta ft = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta ft_{max}$

f_{gv}, f_{gi} : Les flèches dus à charge g ;

f_{ji} On doit : La flèche dus à la charge j ;

f_{pi} : La flèche dus à la charge totale p.

g : charge permanente après mise en place des cloisons.

$$g = G \times 1 = 631 \times 1 = 631 \text{ daN/ml}$$

j : charge permanente avant mise en place des cloisons, $j = (631-100) = 531 \text{ daN/ml}$ et

p : charge totale ; $p = (G + Q) \times 1 = (631 + 250) \times 1 = 881 \text{ daN/ml}$

a) Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = 0.85 \times M_{tx}^g = 0.85 \times \mu_{xser} \times g \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0474 \times 631 \times 5^2$$

$$M_{tg}^{ser} = 635 \text{ daN/ml} = 6.35 \text{ KN/ml}$$

$$M_{tj}^{ser} = 0.85 \times M_{tx}^j = 0.75 \times \mu_{xser} \times j \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0474 \times 531 \times 5^2$$

$$M_{tj}^{ser} = 535 \text{ daN/ml} = 5.35 \text{ KN/ml}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0.85 \times M_{tx}^p = 0.85 \times \mu_{xser} \times p \times l_x^2 = 0.85 \times 0.0474 \times 881 \times 5^2$$

$$M_{tp}^{ser} = 887 \text{ daN/ml} = 8.87 \text{ KN/ml}$$

b) Module de déformation longitudinale :

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

c) Calcul des moments inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

• **Coordonnées du centre de gravité :**

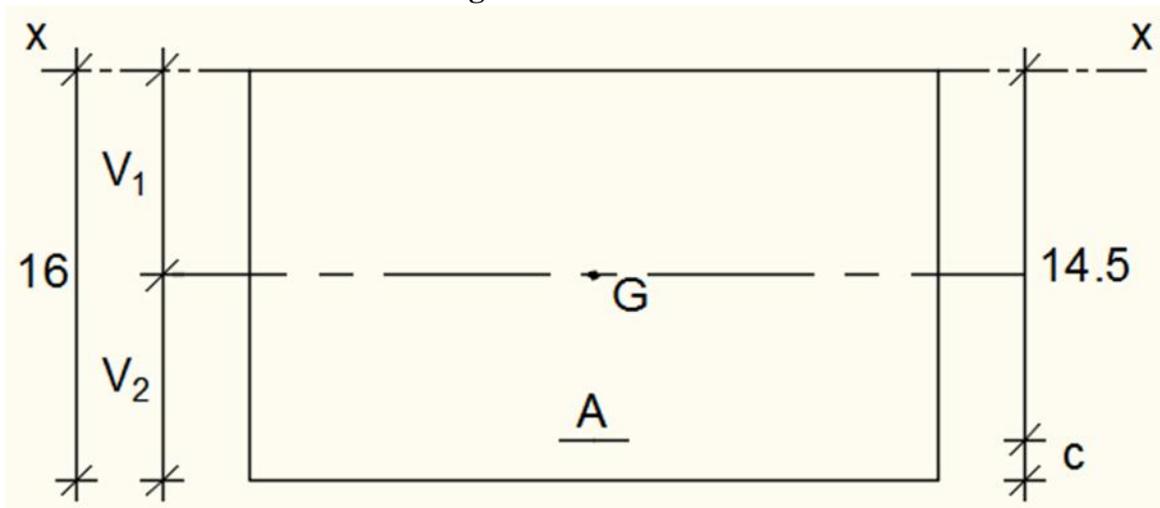


Figure 23 : Coordonnée de centre de gravité.

$$V_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A} = \frac{100 \times 16 \times \frac{16}{2} + 15 \times 3.93 \times 14.5}{100 \times 16 + 15 \times 3.93} = 8.23 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8.23 = 7.77 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \times \frac{V_1^3}{3} + \frac{V_2^3}{3} + n \times A \times (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = 100 \times \frac{8.23^3}{3} + \frac{7.77^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (7.77 - 1.5)^2 = 36535,47 \text{ cm}^4$$

d) Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b \times d} = 100 \times \frac{3.93}{100 \times 14.5} = 0.271 \text{ tableau} \quad \beta_1 = 0.917$$

ρ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \frac{M_t^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6350}{3.93 \times 0.917 \times 14.5} = 121.51 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5350}{3.93 \times 0.917 \times 14.5} = 102.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{8870}{3.93 \times 0.917 \times 14.5} = 169.74 \text{ MPa}$$

a) Calcul de : μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1.75f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,00271 \times 121.51 + 2.1} = -0.12$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,00271 \times 102.38 + 2.1} = -0.13$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,00271 \times 169.74 + 2.1} = 0$$

$$I_f = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

b) Moments d'inerties fictifs :

Avec : I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

λ_v : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.00271} = 7.75$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.00271} = 3.10$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36535,47}{1 + 7.75 \times 0} = 40189,017 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 36535,47}{1 + 3.10 \times 0} = 40189,017 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 36535,47}{1 + 7.75 \times 0} = 40189,017 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 36535,47}{1 + 7.75 \times 0} = 40189,017 \text{ cm}^4$$

c) Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{5608 \times 5^2 \times 10^4}{10 \times 10818.87 \times 40189,017} = 0.32 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{5608 \times 5^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 40189,017} = 0.11 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_t^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{4719 \times 5^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 40189,017} = 0.09 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{7830 \times 5^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 40189,017} = 0.15 \text{ cm}$$

d) La flèche totale :

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0.32 - 0.09) + (0.15 - 0.11)$$

$$\Delta_{ft} = 0.27 \text{ cm}$$

e) La flèche admissible :

$$\bar{f} = \frac{1}{500} \text{ (L < 5m. Art B.6.5.3 CBA 93)}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{500}{500} = 1.$$

$$f = 0,27 < \bar{f} = 1 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

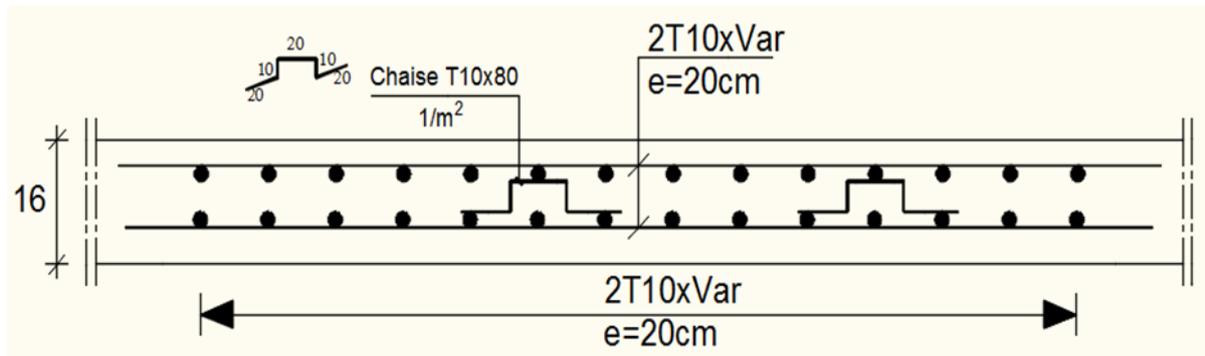


Figure 24: Ferrailage de la dalle pleine.

Chapitre 4 :
Etude des éléments non-structuraux

4 ETUDE DES ELEMENT NON-STRUCTURAUX

4.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux ne participent pas directement au contreventement. Ils peuvent être en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs....) ou en béton armé (acrotère, balcon, escalier. ...Ets.).

Dans ce chapitre on va calculer des éléments ci-après :

- ❖ Acrotère
- ❖ Balcon
- ❖ Escalier

4.2 Etude d'acrotère :

4.2.1 Définition :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé qui entoure le bâtiment conçu pour la protection de ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

➤ Le rôle de l'acrotère.

- ✓ Empêche l'écoulement des eaux pleurales sur la façade ;
- ✓ Donne un aspect esthétique et
- ✓ Protection des personnes.

Pour une terrasse inaccessible ; On adoptera pour l'acrotère les dimensions indiquées sur la figure suivante :

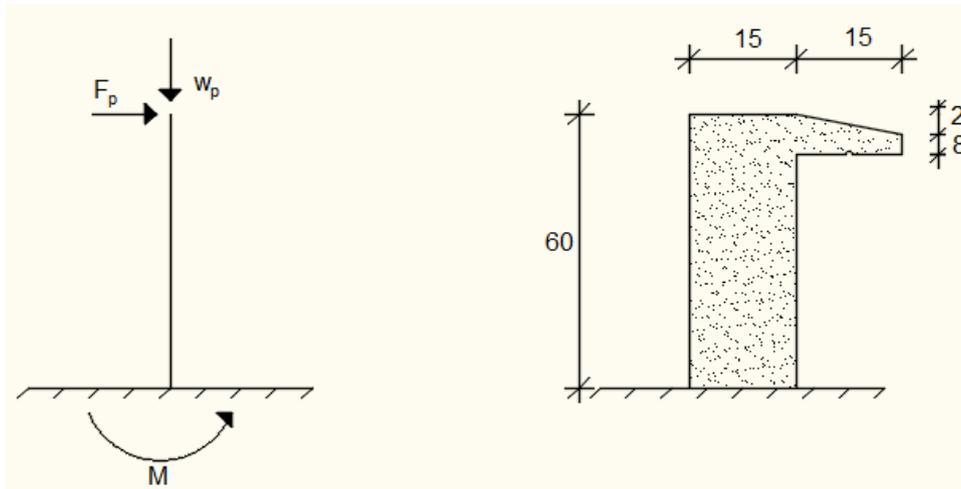


Figure 25: Dimension de l'acrotère et schéma statique

4.2.2 Calcul du ferrailage :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible pour une bande de 1,00 m de largeur. Il sera calculé à la flexion composée sous l'effet d'un effort normal N et d'un moment de flexion à la base.

L'acrotère étant exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

4.2.2.1 Détermination des sollicitations :

- le poids propre : W_P

W_P : Poids de l'élément considéré.

$$W_P = V \cdot \gamma_{b=} \left[(0.6 \times 0.15) + (0.15 \times 0.08) + \left(\frac{0.15 \times 0.02}{2} \right) \right] \times 1 \times 25 \Rightarrow W_P = 2,59 \text{ KN.}$$

- La force horizontale :

F_P : [RPA99 (Version 2003) - Article 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) et

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003)/

Tableau 6.1].

- Pour notre bâtiment, on a :

$A = 0.15$ (Groupe d'usage 2 ; Zone IIa)

$C_p = 0.8$ (Elément en console).

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.59$$

$$F_p = 1.24 \text{ KN}$$

• **Effort normal et moment fléchissant :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$\left. \begin{array}{l} N_u = 1.35 W_p \\ M_u = 1.5 \times F_p \times L \end{array} \right\} \left. \begin{array}{l} N_u = 1.35 \times 2.59 \\ M_u = 1.5 \times 1.24 \times 0.6 \end{array} \right\} \begin{array}{l} N_u = 3.49 \text{ KN} \\ M_u = 1.12 \text{ KN.m} \end{array}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\left. \begin{array}{l} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \times L \end{array} \right\} \begin{array}{l} N_{ser} = 2.59 \\ M_{ser} = 0.75 \text{ KN.m} \end{array}$$

4.2.2.2 Détermination de la section des armatures :

Pour une bande de 1m de largeur ; la section de calcul est $(100 \times 15) \text{ cm}^2$.

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

a. Position du point d'application de l'effort normal de compression

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.12}{3.49} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.32 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{15}{2} = 0.075 \text{ m}$$

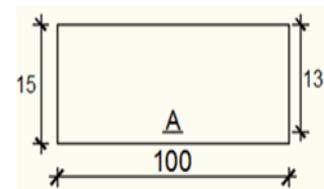


Figure 26 : section du calcul.

L'effort normal de compression N est appliqué à l'extérieur de la section ; donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ;

La section sera étudiée en flexion simple avec moment fictif par rapport aux armatures tendue

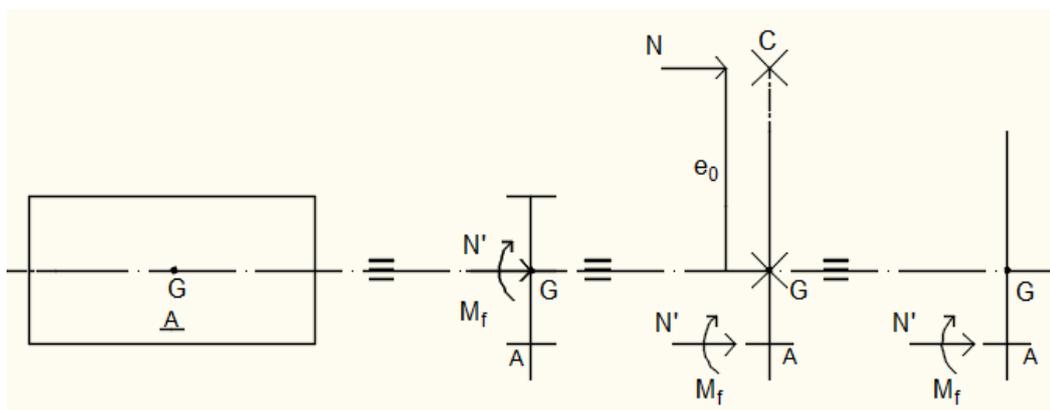


Figure 27: Position de centre de pression

$$M_f = N_U \times e = N_u \cdot (e_0 + \frac{h}{2} - C') = 3.49 \times (0.32 \times \frac{0.15}{2} - 0.02) = 1.3078 \text{ KN.m}$$

b. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1307.8}{100 \times 14.2 \times 13^2} = \mathbf{0.00545}$$

$\mu < \mu_l = 0.392$ La section est simplement armée, donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\sigma_s \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_l > 1000\epsilon_s \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = \mathbf{348 \text{ Mpa}}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.00545)}) = \mathbf{0.0068}$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0068 = \mathbf{0.997}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1308.7}{0.997 \times 348 \times 13} = \mathbf{0.29 \text{ cm}^2 / ml}$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_{cal} = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.29 - \frac{3490}{100 \times 348} = \mathbf{0.19 \text{ cm}^2}$$

• **Condition de non fragilité : [CBA93-Article B.5.3]**

$$A_{min} = 0,25\% \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 15 = 3,75 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Donc on prend : } A_s = \max(A_{cal}; A_{min}) = \max(0.19 ; 3.75) = \mathbf{3.75 \text{ cm}^2}$$

• **Choix des armatures :**

$$5T10/ml_L \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/ml_L$$

$$(T10 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

$e \leq \min(25 ; 2 \times 15) \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée.

• **Les armatures des répartitions :**

$$A_r = \frac{A_{cho}}{4} = \frac{3.93}{4} = \mathbf{0.98 \text{ cm}^2 / ml}$$

• **Choix des armatures :**

$$4T8/ml_L \longrightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/ml_L$$

$$(T8 \longrightarrow e = 20 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.75}{2.59} = 0.29 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0.15}{2} = 0.075 \text{ m}$$

Donc : Le point d'application d'l'effort normal de compression N_{ser} se trouve en dehors de la section \Rightarrow la section est partiellement comprimée (S.P.C).

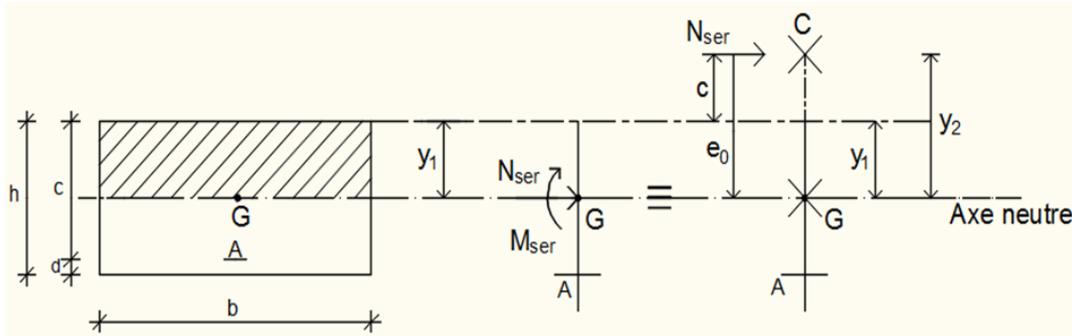


Figure 28: Position de centre de pression.

C : Centre de pression (point d'application) ; $0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$

c : La distance du point d'application de N_{ser} à la fibre la Plus comprimée ($c < 0$) ;

y_2 : La distance du point d'application de N_{ser} à L'axe neutre ($y_2 > 0$) ;

y_1 : La distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

4.2.2.3 Calcul des contraintes :

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90 \cdot A'}{b} \times (c - d') + \frac{90 \cdot A}{b} \times (d - c) \\ q = -2c^3 - \frac{90 \cdot A'}{b} \times (c - d')^2 - \frac{90 \cdot A}{b} \times (d - c)^2 \\ c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{15}{2} = 21.5 \text{ cm} \Rightarrow c = -21.5 \text{ cm} < 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A = 3.93 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \text{ avec } \dot{\lambda} = 0 \\ d = 13 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -3 \times (-21.5)^2 + \frac{90 \times 3.93}{100} \times (13 + 21.5) = -1264.72 \Rightarrow p = -1264.72 \\ q = -2 \times (-21.5)^3 + \frac{90 \times 3.93}{100} \times (13 + 21.5) = 15666.84 \Rightarrow q = 15666.84 \end{cases}$$

y_2 : est la racine de l'équation : $y_2^3 + p \times y_2 + q = 0 \rightarrow y_2^3 - 1264.72 \times y_2 + 15666.84 = 0$

Dont la résolution est comme suit :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \cdot p^3 = 15666.84^2 + \frac{4}{27} \cdot (-1264.72)^3 = -54245047.9 < 0$$

$$\Delta < 0 \rightarrow \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \times 15666.84}{2 \times -1264.72} \sqrt{\frac{-3}{-1264.72}} = -0.90 \rightarrow \varphi = 154.16^\circ$$

$$a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}} = 2\sqrt{\frac{1264,72}{3}} = 41,06$$

$$\begin{cases} y_{21} = a \cos(\varphi/3) = 41,06 \times \cos(8,61) = 25,63 \text{ cm} \\ y_{22} = a \cos((\varphi/3) + 120^\circ) = -40,59 \text{ cm} \\ y_{23} = a \cos((\varphi/3) + 240^\circ) = 14,97 \text{ cm} \end{cases}$$

La racine y_2 est prise telle que ; $0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h$

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h = 25,63 - 21,5 = 4,13 \leq 15 \text{ (cm)} \Rightarrow y_1 = 4,13 \text{ cm}$$

- **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \times y_1^2}{2} - 15 \times A(d - y_1) = \frac{100 \times 4,13^2}{2} - 15 \times 3,93(13 - 4,13) = 329,96 \text{ cm}^2$$

$$K = \frac{N_{ser}}{100.S} = \frac{2590}{100 \times 329,96} = 0,078$$

$$\begin{cases} \sigma_b = K \cdot y_1 = 0,15 \times 3,14 = 0,62 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,078(13 - 4,13) = 19,96 \text{ MPa} \end{cases}$$

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est considérée comme

Préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right]$

Avec : FeE400 $\Rightarrow \eta = 1,6$ et $f_e = 400 \text{ MPa}$

Donc : $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

$$\sigma_s = 19,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Les armatures calculées en E.L.U. seront maintenues.

4.2.2.4 Vérification des contraintes de cisaillement :

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 1,24 \times 1,5 = -1,86 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1860}{1000 \times 12} = \mathbf{0.014 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{1.25 \text{ MPa}}$$

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

- ◆ Remarque : Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures Symétrique par rapport à la fibre moyenne.

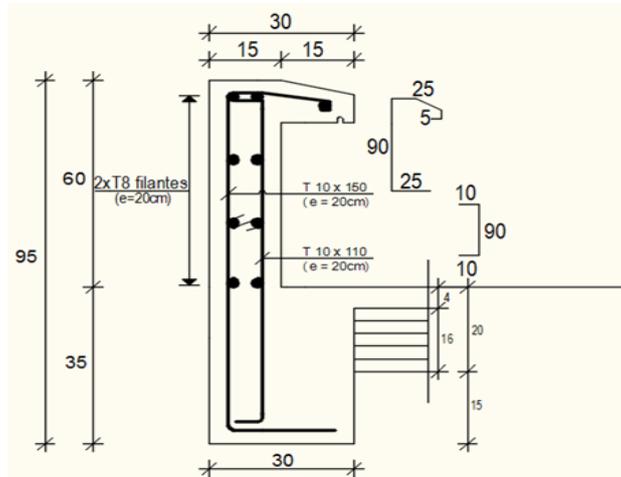


Figure 29: Ferrailage de l'acrotère.

4.3 Etude des balcons :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastree au niveau de la poutre de rive.

Le calcul se fera pour une bande de 0.70 m.

4.3.1 Epaisseur de balcon :

Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{70}{10} = \mathbf{7 \text{ cm}}$$

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

4.3.2 Détermination des charges :

4.3.2.1 Descente de charges :

- **Charges permanentes :**

Carrelage + mortier de pose + sable 1,04 [KN/m²]

Dalle pleine en béton armé (15cm) 25×0.15 3,75 [KN/m²]

Enduit au ciment (1,5cm) (18daN/m²/cm)... 0,27 [KN/m²]

$$G = 5,06 \text{ [KN/m}^2\text{]}$$

Pour une bande de 1m de largeur : $\bar{G} = G \times 1,00 = 5,06 \text{ KN/ml}$

• **Surcharges d'exploitation :**

Balcon pour locaux à usage habitation : $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

4.3.2.2 Charge permanente :

Poids propre de la dalle pleine : $G = 5.06 \times 1 = 5.06 \text{ KN/ml}$

Poids propre du garde-corps de 1m de largeur et 90cm de hauteur :

$$P = ((0.9 + (2 \times 0.27)) \times 1 \times 0.9 = 1.296 \text{ KN}$$

4.3.2.3 Charges d'exploitations :

Surcharge : $Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ KN/m}$

4.3.3 Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le balcon sera calculé en flexion simple.

4.3.3.1 Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35 \times 5.06 + 1.5 \times 3.5 = 12.08 \text{ KN/ml}$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 = (5.06 + 3.5) \times 1 = 8.56 \text{ KN/ml}$$

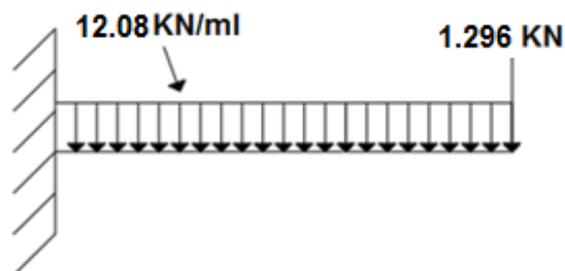


Figure 30 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

4.3.3.2 Calcul des efforts internes :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = \frac{12.08 \times 0.7^2}{2} + 1.296 \times 0.7 = 3.86 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -q_u \times l - p_u = -12.08 \times 0.7 - 1.296 = -9.75 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{2} + p_{ser} \times l = \frac{8.56 \times 0.7^2}{2} + 1.296 \times 0.7 = 3 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -q_{ser} \times l - p_{ser} = -8.56 \times 0.7 - 1.296 = -7.28 \text{ KN}$$

➤ L'état limite ultime(ELU) :

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13.5 \text{ cm} \\ c = 1.5 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{3.86 \times 10^3}{100 \times 13.5^2 \times 14.2} = \mathbf{0.015}$$

$\mu < \mu_1 0.038 < 0.392$ (Acier FeE500) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.015}) = \mathbf{0.019}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.019 = \mathbf{0.992}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3.86 \times 10^3}{0.992 \times 13.5 \times 348} = \mathbf{0.83 \text{ cm}^2}$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Pour la dalle : $A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **Choix des armatures :**

5T10/ml $\longrightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T10 $\longrightarrow e = 20\text{cm}$)

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = \mathbf{0.98 \text{ cm}^2}$$

• **Choix des armatures :**

5T8/ml $\longrightarrow A = 2.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T8 $\longrightarrow e = 20\text{cm}$)

➤ L'état limite service(ELS) :

$$M_{ser} = \mathbf{3 \text{ KN.m}}$$

Fissuration est considérée comme Fissuration préjudiciable.

4.3.3.3 Vérifications des contraintes :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3.93}{100} = 0.59 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 13.5 \times 0.59 = 15.93 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.59 + \sqrt{0.59^2 + 15.93} = 3.45 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times 3.45^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (13.5 - 3.45)^2$$

$$I = 7322.88 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{3000}{7322.88} = 0.41$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,41 \times (13,5 - 3,45) = 61.81 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \sigma_b = 1.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 61.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pas pour l'ELS.}$$

a. Vérification au cisaillement :

$$T_u^{\text{max}} = 9.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{9750}{100 \times 100 \times 13.5} = 0.07 \text{ MPa}$$

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

$$\begin{cases} \tau_u = 0.07 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \\ \text{il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{cases} \Rightarrow \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

b. Vérification de la flèche :

$$\frac{h_d}{L} = \frac{15}{70} = 0.214 > \frac{1}{20} = 0.05 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 13.5} = 0.0029 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• Conclusion :

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

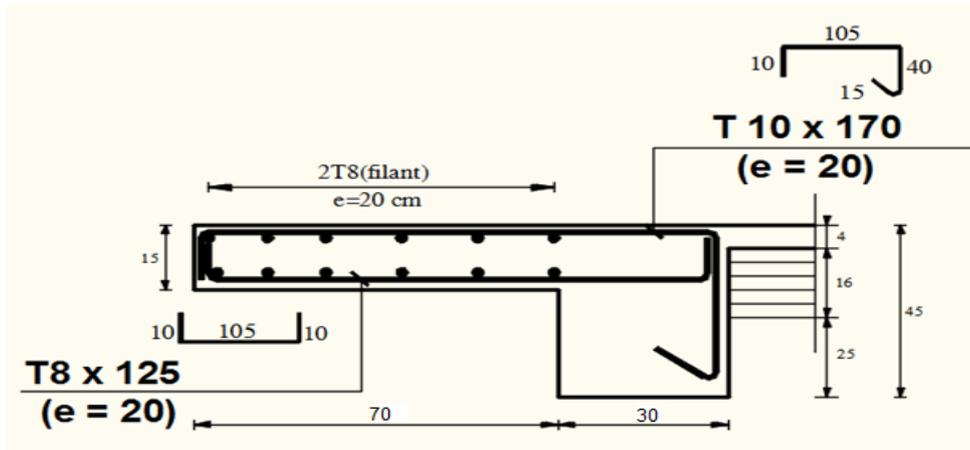


Figure 31: Schéma de ferrailage balcon

4.4 Etude escalier :

4.4.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, constitués d'une dalle inclinée (**paillasse**), avec des dalles horizontales (**paliers**), ces derniers sont coulés sur place.

4.4.2 Définition des éléments d'un escalier :

- ❖ **La montée** : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- ❖ **La marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- ❖ **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches successives (h).
- ❖ **La contremarche** : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- ❖ **Le nez de marche** : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- ❖ **Le giron** : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- ❖ **Une volée** : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- ❖ **Un palier** : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- ❖ **L'embranchement** : est la longueur d'une marche.
- ❖ **La ligne de jour** : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- ❖ **La ligne de foulée** : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- ❖ **L'échappée** : est la distance verticale entre les nez de marches.
- ❖ **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier (avec L : Longueur horizontale de la paillasse et H : Hauteur verticale de la paillasse).

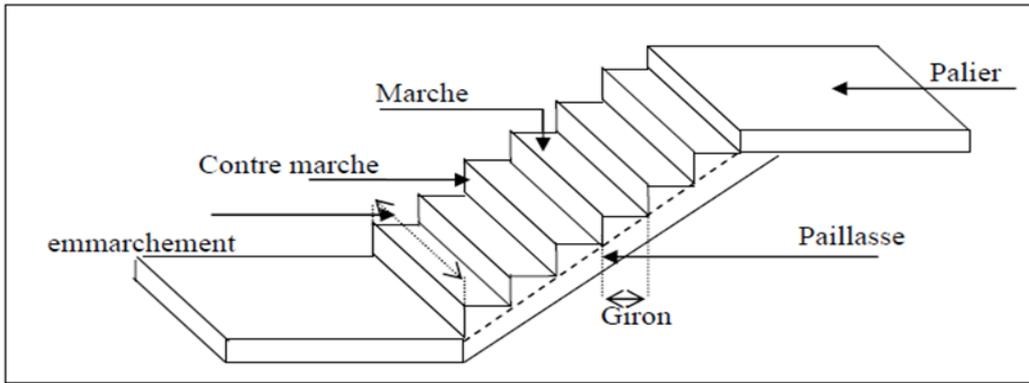


Figure 43.32 : Différents éléments d'un escalier.

4.4.3 Dimensionnement :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $60 \text{ cm} < m < 65 \text{ cm}$

$$\begin{cases} m = g + 2 \times h \\ 14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm} \\ 22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm} \end{cases}$$

4.4.4 Vérification de la loi de BLANDEL :

On prend :

$$\begin{cases} g = 30 \text{ cm} \\ h = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} 60 \text{ cm} \leq g + 2 \times h \leq 65 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 65 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.} \\ 60 \text{ cm} \leq 64 \leq 65 \text{ cm} \end{cases}$$

1. Nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{323}{17} = 19$$

On aura 19 contre marche entre chaque étage

On aura 9 contre marche d'une paillasse et 10 pour la deuxième paillasse

2. Nombre de marches :

$$m = n - 1 = 19 - 1 = 18$$

3. La ligne de foulée :

$$L_f = g \times m = 30 \times 18 = 540 \text{ cm}$$

4. L'inclinaison :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.567$$

$$\alpha = 29.54^\circ$$

5. La longueur de la paillasse ($L_{\text{paillasse}}$) :

$$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{330^2 + 204^2} = 387 \text{ cm}$$

6. L'épaisseur de la paillasse et le palier :

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

$$\frac{507}{30} < e < \frac{507}{20}$$

$$16.9 \text{ cm} < e < 25.35 \text{ cm}$$

On opte pour une épaisseur $e_p = 17 \text{ cm}$ la paillasse et le palier

4.4.5 Descente de charges :

(Escalier à paillasse avec un seul palier)

4.4.5.1 Volée :

a. Charge permanent :

1. Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable).....1,04 KN/m²
 2. Revêtement vertical ($1.04 \times \frac{h}{g}$).....0,5893 KN/m²
 3. Poids propre des marches ($22 \times \frac{h}{2}$).....1,87 KN/m²
 4. Poids propre de la paillasse ($25 \times \frac{ep}{\cos\alpha}$).....4.88 KN/m²
 5. Enduit au ciment ($0.18 \times \frac{1.5}{\cos\alpha}$).....0,31 KN/m²
- G₁ = 8.65 KN/m²**

b. Surcharge d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau \Rightarrow **Q₁ = 2,5 KN/m².**

4.4.5.2 Palier :

a. Charges permanentes :

1. Revêtement horizontal (Carrelage + mortier de pose + sable) 1.04 KN/m²
 2. Poids propre du palier ($25 \times e_{p1}$)...4.25 KN/m²
 3. Poids propre des marches ($0,18 \text{ KN/m}^2/\text{cm} \times 1.5 \text{ cm}$).....0.27KN/m²
- G₂ = 5,56 KN/m²**

b. Surcharge d'exploitation :

Locaux à usage d'habitation ou bureau \Rightarrow **Q₂ = 2,5 KN/m².**

4.4.6 Combinaison de charges :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$\text{Paillasse : } q_{1u} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 8.65 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 15.43 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{2u} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 5.56 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 11.26 \text{ KN/ml}$$

➤ Etat limite service (ELS) :

$$\text{Paillasse : } q_{1s} = (G + Q)1 = 8.65 + 2.5 = 11.15 \text{ KN/ml}$$

$$\text{Palier : } q_{2s} = (G + Q)1 = 5.56 + 2.5 = 8.06 \text{ KN/ml}$$

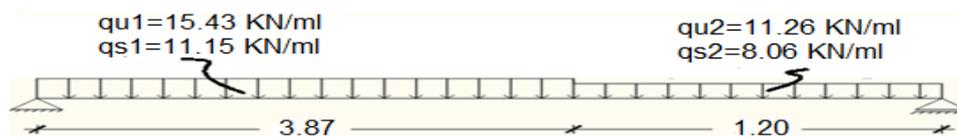


Fig.IV.1.26 : Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos.

❖ A l'ELU :

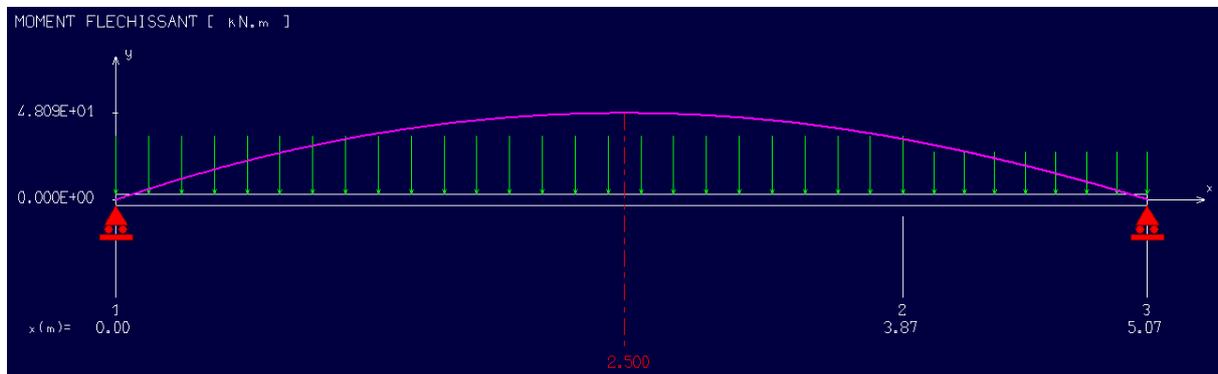


Figure 33: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

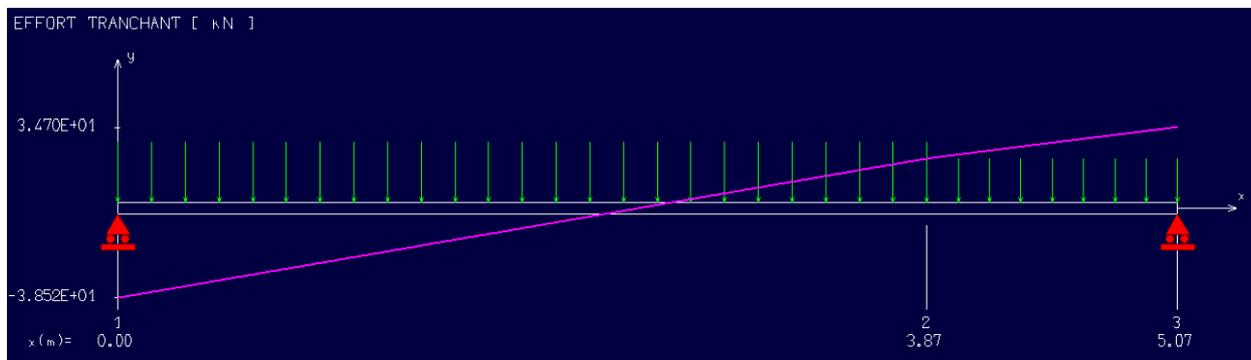


Figure 34: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

Calcul des réactions :

✓ $R_A = 38.52 \text{ KN}$

✓ $R_B = 34.70 \text{ KN}$

• **Calcul du moment fléchissant maximum :**

$M_{max}^u = M(2.5) = 49.09 \text{ KN.m}$

✓ Moment en appuis :

$M_a^u = -0.2M_{max}^u = -9.82 \text{ KN.m}$

✓ Moment en travée :

$M_t^u = 0.8M_{max}^u = 39.27 \text{ KN.m}$

❖ **A l'ELS :**

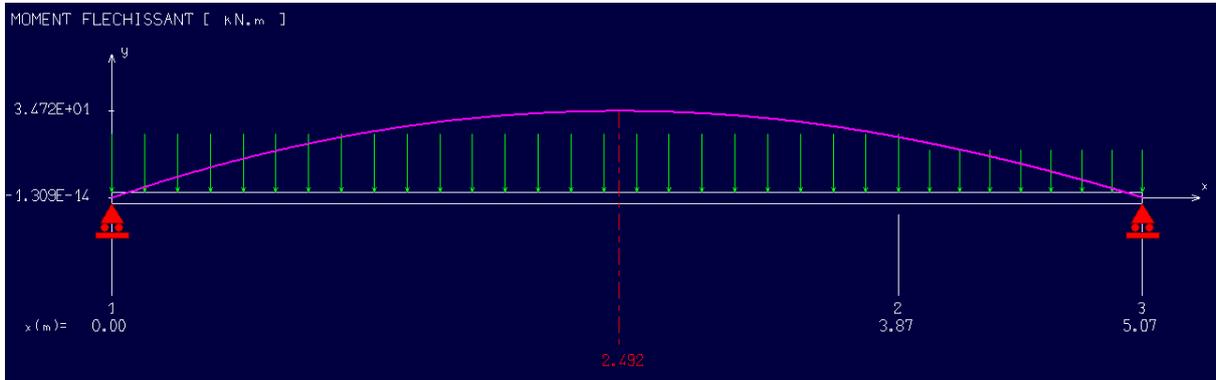


Figure 35: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

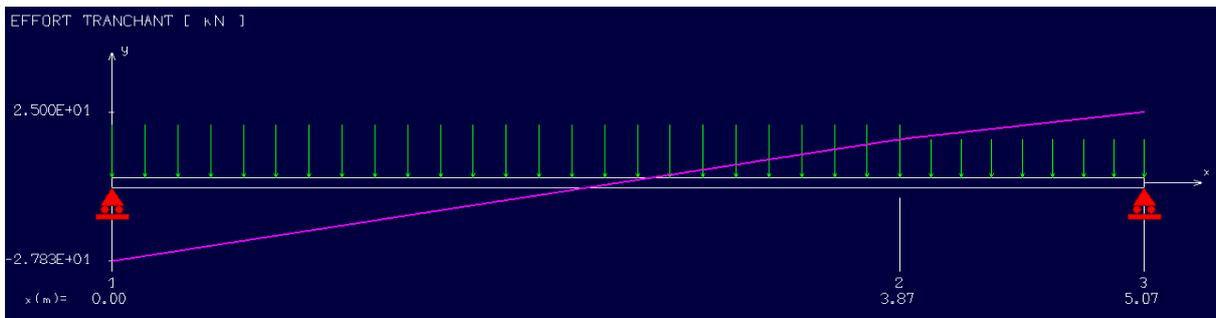


Figure 36: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

• **Calcul des réactions :**

✓ $R_A = 27.83 \text{ KN}$

✓ $R_B = 25.00 \text{ KN}$

• **Calcul du moment fléchissant maximum :**

$M_{max}^s = M(2.492) = 34.72 \text{ KN.m}$

✓ Moment en appuis :

$M_a^s = -0.2M_{max}^u = -6.94 \text{ KN.m}$

✓ Moment en travée :

$M_t^s = 0.8M_{max}^u = 27.78 \text{ KN.m}$

4.4.7 Calcul du ferrailage :

❖ En travée :

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 39.27 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \end{array} \right.$$

• Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{39.27 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.164$$

$\mu = 0.164 < \mu_l = 0.392$ (Acier FeE500) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.164}) = 0.225$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.178 = 0.910$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{39.27 \times 10^3}{0.910 \times 13 \times 348} = 9.54 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 9.54 \text{ cm/ml}$$

• Choix des armatures :

$$5T16/\text{ml} \longrightarrow A = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 20\text{cm})$$

• Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{10.05}{4} = 2.51 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$5T8/\text{ml} \longrightarrow A = 2.58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T8 \longrightarrow e = 20\text{cm})$$

➤ Calcul à l'ELS :

$$M_{ser} = 27.78 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A' = 0

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } y = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{39.27}{27.78} = 1.41$$

$$\alpha = 0.225 \leq \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.455 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Conclusion :**

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

Fissuration peu nuisible
maintenues.

Aucune vérification pour (σ_s)

} \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront

❖ **En appuis :**

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_a^u = 9.82 \text{ KN.m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{9.82 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = \mathbf{0.041}$$

$\mu = 0.041 < \mu_1 = 0.392$ (Acier FeE500) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.041}) = \mathbf{0.052}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.052 = \mathbf{0.979}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9.82 \times 10^3}{0.979 \times 13 \times 348} = \mathbf{2.10 \text{ cm}^2}$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 2.10 \text{ cm/ml}$$

• **Choix des armatures :**

$$5T12/\text{ml} \longrightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(T12 \longrightarrow e = 20cm)

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = \mathbf{1.41 \text{ cm}^2}$$

• **Choix des armatures :**

5T10/ml \longrightarrow A= 3.93 cm²/ml

(T10 \longrightarrow e = 20cm)

➤ L'état limite service (ELS) :

$$M_{ser} = 6.94 \text{ KN. m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A' \neq

Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } y = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{9.82}{6.94} = 1.41$$

$$\alpha = 0.052 \leq \frac{1.41 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.455 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

c) Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour (σ_s)

\Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

4.4.8 Vérification au cisaillement :

$$T_u^{max} = 38.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{38520}{100 \times 100 \times 13} = 0.296 \text{ MPa}$$

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

$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0.296 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \\ \text{il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right. \Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires

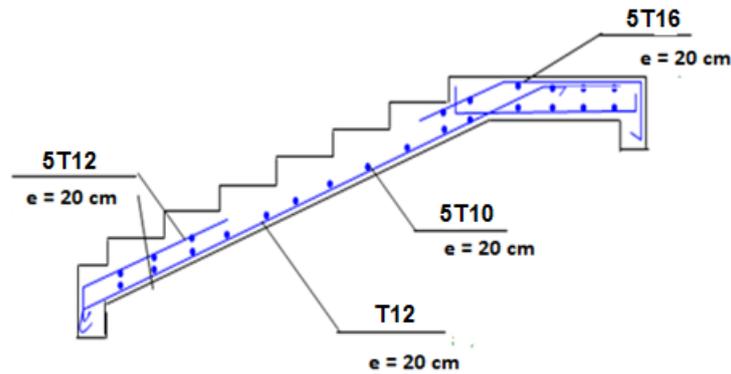


Figure 37: Dessin de ferrailage de l'escalier à paillasse porteuse.

4.4.9 Poutre palière :

4.4.9.1 Pré-dimensionnement :

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

❖ critère de flèche :

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

Avec

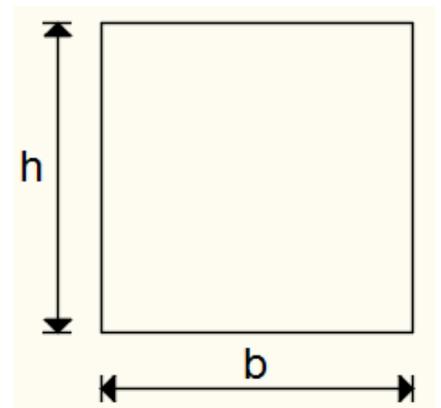
L : longueur de la poutre.

h : hauteur totale de la poutre.

b : largeur de la poutre.

❖ Conditions imposées par les RPA99 (version 2023) :

- $b \geq 20\text{cm}$.
- $h \geq 30\text{cm}$.
- $\frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4$.



$$L_{max} = 310 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \Rightarrow 20.66\text{cm} \leq h \leq 31\text{cm}$$

On prendra : **b= 30cm ; h=30cm**

Donc la section de la poutre principale est de dimensions $(30 \times 45)\text{cm}^2$.

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

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

- $h=40\text{cm} \geq 30\text{cm}$ \Rightarrow conditions vérifiées.

- $0.25 \frac{h}{b} = 0.25 \frac{30}{30} = 0,25 \leq 1,4$

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

4.4.9.2 Evaluation des charges :

➤ Calcul du poids propre g_p de la poutre brisée :

$$g_p = b \times h \times \gamma_{\text{beton}}$$

$$g_p = 0,3 \times 0,3 \times 25 \longrightarrow g_p = 225 \text{ daN/m}_L$$

- **Calcul de la charge due au poids du mur :**

$$g'_{\text{mur}} = G \times h$$

Épaisseur du mur : $e_p = 30 \text{ cm} \Rightarrow G_{\text{mur}} = 90 + 130 + 2 \times 1,5 \times 18 = 274 \text{ daN/m}^2$

Hauteur : $h_e = 3.23 - 0.35 - 2.04 = 0.84 \text{ m}$

$$g'_{\text{mur}} = 274 \times 0.84 = 230.16 \text{ daN/ml}$$

- **Réaction de la volée et du palier :**

$$R_B = 3470 \text{ daN/m}_L$$

- **Combinaison fondamentales :**

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$q_u = 1,35(g_p + g'_{\text{mur}}) + R_B \iff q_{\text{ser}} = 1,35(225 + 230.16) + 3470$$

$$q_u = 4184.45 \text{ daN/m}_L$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$q_{\text{ser}} = (g_p + g'_{\text{mur}}) + R_B \iff q_{\text{ser}} = (225 + 230.16) + 3470$$

$$q_{\text{ser}} = 3925.16 \text{ daN/m}_L$$

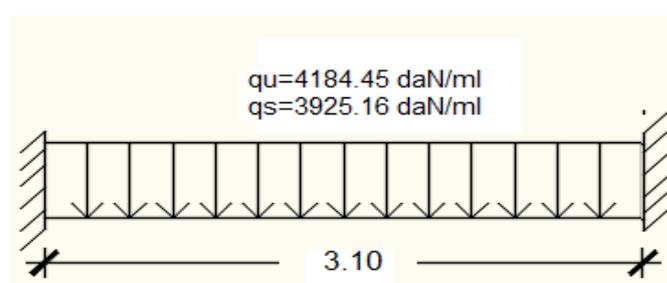


Figure 38: Schéma statique de la poutre palière.

❖ **A L'ELU :**

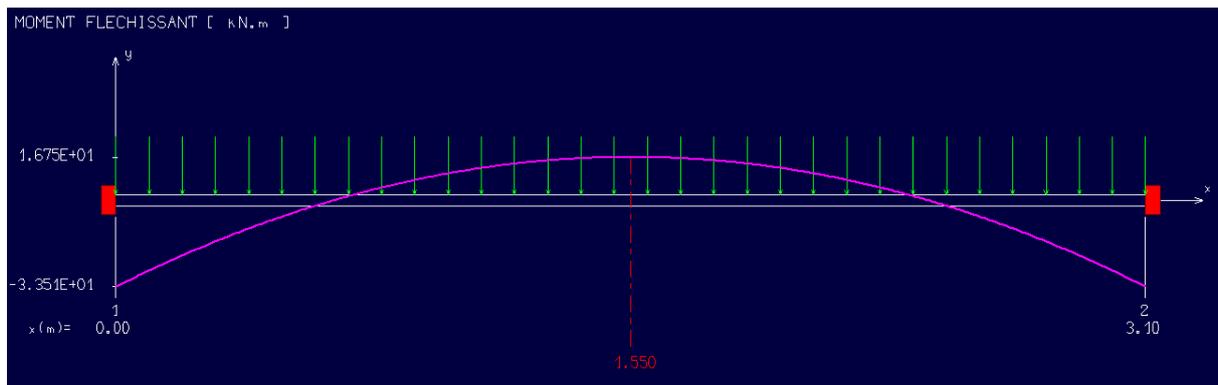


Figure 39: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

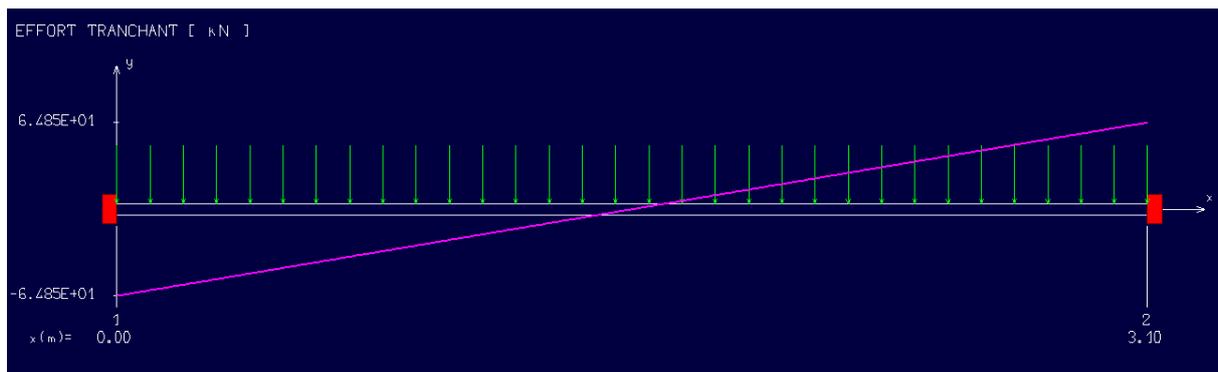


Figure 40: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

❖ **A L'ELS :**

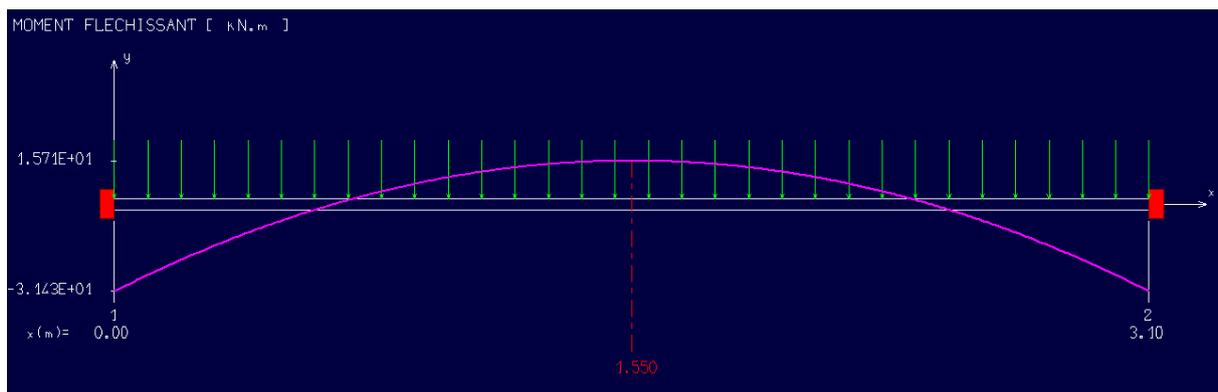


Figure 41: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

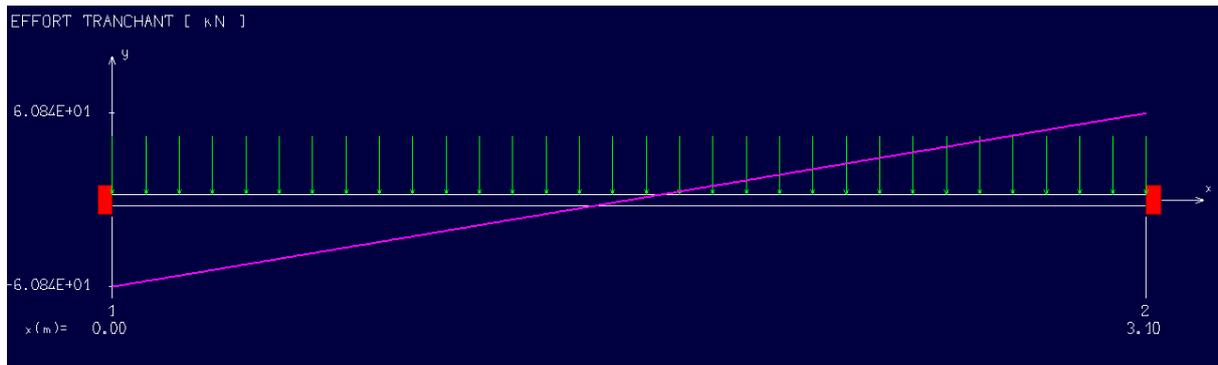


Figure 42: Diagramme du effort tranchant à l'ELS.

4.4.9.3 Calcul du moment fléchissant maximum :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{max}^u = 3351 \text{ daN/ml}$$

✓ Moment en appuis :

$$M_a^u = -0.2M_{max}^u = -670.2 \text{ daN.m}$$

✓ Moment en travée :

$$M_t^u = 0.8M_{max}^u = 2680.8 \text{ daN.m}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.S) :

$$M_{max}^{ser} = 3143 \text{ daN.m}$$

✓ Moment en appuis :

$$M_a^{ser} = -0.2M_{max}^{ser} = -628.6 \text{ daN.m}$$

✓ Moment en travée :

$$M_t^{ser} = 0.8M_{max}^{ser} = 2514.4 \text{ daN.m}$$

Tableau 12 : Tableau des moments de la poutre palière.

	E.L.U	E.L.S
Travée	2680.8	2514.4
Appuis	-670.2	-628.6

4.4.9.4 Calcul du ferrailage :

❖ **En travée :**

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_t^u = 2680.8 \text{ N.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \\ d = 27 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{2680.8}{30 \times 27^2 \times 14.2} = \mathbf{0.009}$$

$\mu = 0.009 < \mu_1 = 0.392$ (Acier FeE500) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}) = \mathbf{0.011}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.011 = \mathbf{0.995}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2680.8}{0.995 \times 27 \times 348} = \mathbf{0.31 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{0.98 \text{ cm}^2}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 0.98 \text{ cm/ml}$$

- **Choix des armatures :**

$$3T12/ml \longrightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2$$

➤ L'état limite service (ELS) :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \mathbf{M_{ser} = 2514.4 \text{ N.m}} \\ \Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \end{array}$$

$$\text{Avec : } y = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{2680.8}{2514.4} = 1.07$$

$$\alpha = 0.011 \leq \frac{1.07 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.285 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **Conclusion :**

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

Fissuration peu nuisible
maintenues.

=> Les armatures calculées à E.L.U. seront

Aucune vérification pour (σ_s)

❖ **En appuis :**

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$M_a^u = 670 \text{ N. m}$$

• **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{670}{30 \times 27^2 \times 14.2} = \mathbf{0.002}$$

$\mu = 0.002 < \mu_1 = 0.392$ (Acier FeE500) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.002}) = \mathbf{0.003}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.003 = \mathbf{0.998}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{670}{0.998 \times 27 \times 348} = \mathbf{0.10 \text{ cm}^2}$$

• **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{0.98 \text{ cm}^2}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 0.98 \text{ cm/ml}$$

• **Choix des armatures :**

$$3T12/ml \longrightarrow A = 3.39 \text{ cm}^2/ml$$

➤ L'état limite service (ELS) :

$$M_{ser} = 628.6 \text{ N. m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A' \neq

Acier FeE400

$$\Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } y = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{670}{628.6} = 1.07$$

$$\alpha = 0.003 \leq \frac{1.07 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.285 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Conclusion :**

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

Fissuration peu nuisible

=> Les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.

Aucune vérification pour (σ_s)

4.4.9.5 Vérification au cisaillement :

$$T_u^{\max} = 64.85 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{64850}{30 \times 27 \times 100} = 0.801 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0.801 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$
(il n'y a pas un risque de torsion) \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaires

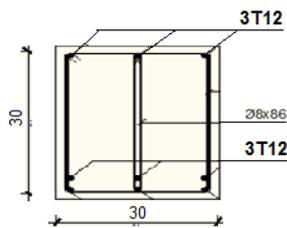


Figure 43: Dessin de ferrailage de la poutre palier.

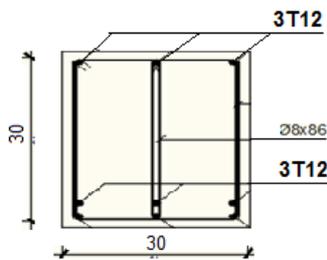


Figure 44: Dessin de ferrailage de la poutre palier en appui.

Chapitre 5 :

Modélisation et vérification au RPA

5 MODELISATION ET VERIFICATION AU RPA

5.1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

5.2 Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 prévoit d'utiliser soit :

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

5.2.1 Méthode statique équivalente :

- **Principe de la méthode :**

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Conditions d'application de la MSE :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- ❖ Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :
 $6H \leq 5m$ en zone I et IIa,
- ❖ Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a). Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

Remarque : Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

5.2.2 Méthode dynamique modale spectrale :

- **Principe de la méthode dynamique modale :**

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- **Les hypothèses :**

- ❖ Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- ❖ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- ❖ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- ❖ Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90 ;

5.3 Méthode d'analyse modale spectrale :

5.3.1 Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

5.3.2 Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

5.3.3 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

5.3.3.1 Coefficient d'accélération A :

Zone II, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya de Mostaganem : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A = 0.15**

5.3.3.2 Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 3.5**

5.3.3.3 Facteur de qualité Q :

- **Régularité en plan :**

- ❖ Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- ❖ L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée
- ❖ Perpendiculairement à la direction de l'action séismique considérée.
- ❖ La structure a une forme compacte, et le rapport :
- ❖ Longueur / largeur = $\frac{36.55}{10.40} = 3.51 < 4$
- ❖ Donc le critère est observé **p_q = 0**

- **Régularité en élévation :**

La structure est classée régulièrement en élévation $p_q = 0$

- **Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : $p_q =$

0.05

- **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : $p_q = 0.10$

Q : Facteur de qualité, défini par : $Q = 1 \pm \sum_1^6 p_q$

Tableau 13 : Pénalités du facteur de qualité

Critère « q »	p_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00
2. Redondance en plan	0.00
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
Σ	0.25

$$Q = 1 + 0.25 = 1.25$$

5.3.3.4 Facteur de correction d'amortissement "η" :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donné par le tableau [4.2] des RPA99/Version 2003.

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend $\xi = 7\%$

D'où : $\eta = 0.882 \geq 0.7$

5.3.3.5 Période T1 et T2 du site considérée S3 :

$$T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.50 \text{ s}$$

5.3.3.6 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2 003, page 45)

$$S_a/g = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

5.3.3.7 Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

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

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

$$G + Q \mp 1.2 \times E$$

$$0.8 \times G \mp E$$

5.3.3.8 Estimation de la période fondamentale de la structure :

On donc :

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N \end{cases}$$

h_N :Hauteur 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 et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003.

$C_T = 0.05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

5.3.3.9 Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T. Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec : $T_2 = 0.50 \text{ s}$: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

$$h_N = 36.72 \text{ m}$$

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

$$d_x = 36.55 \text{ m}$$

$$d_y = 10.40 \text{ m}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times 36.72^{3/4} = 0.75 \text{ s} \text{ Dans les deux directions.}$$

$$T_x = 0.09 \times \frac{36.72}{\sqrt{36.55}} = 0.55$$

$$T_y = 0.09 \times \frac{36.72}{\sqrt{10.40}} = 1.02$$

$$T_x = \min(0.75 ; 0.55) = 0.55 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.75 ; 1.02) = 0.75 \text{ s}$$

$$T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \Rightarrow 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.882(1.25 \times 0.15) \left(\frac{1.25}{3.5}\right) \left(\frac{0.50}{0.55}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.138$$

$$D_y = 2.5 \times 0.882(1.25 \times 0.15) \left(\frac{1.25}{3.5}\right) \left(\frac{0.50}{0.75}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.113$$

$$T = \max(0.55 ; 0.75) = 0.75 \text{ s}$$

5.4 Poids total de la structure :

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure. W

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation. $Q_i W$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5]. Des RPA99/Version 2003.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau 6.2 présent les masses calculé le **Robot**.

$$w_i = 52321.65 \text{ KN}$$

5.5 Modélisation de la structure :

5.5.1 Position des voiles :

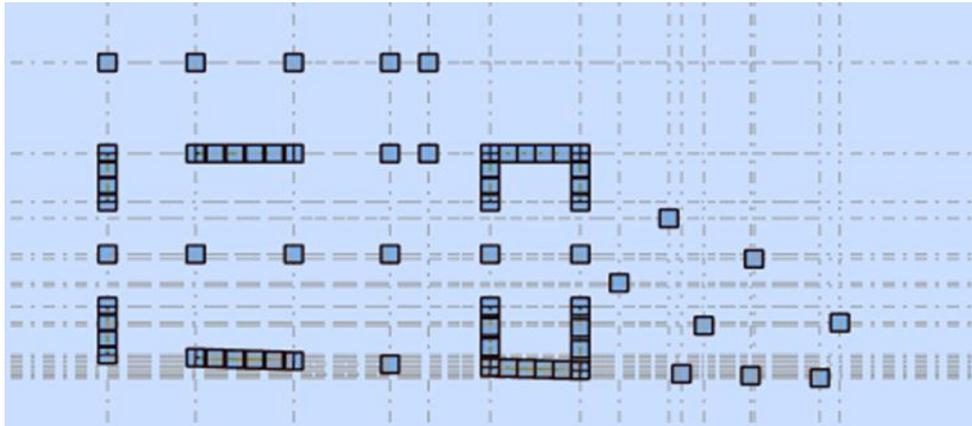


Figure 45: disposition des voiles.

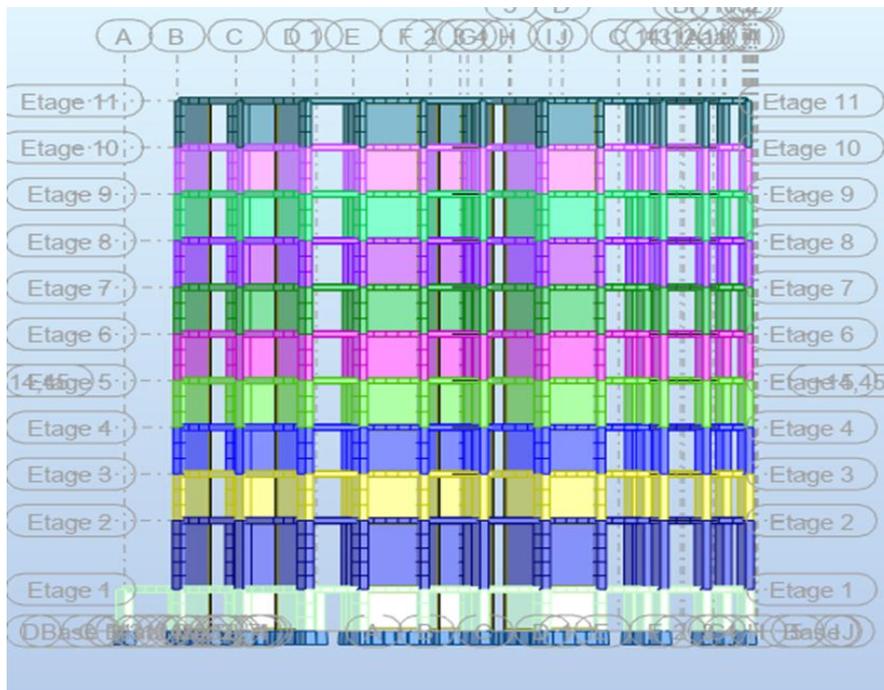


Figure 46: Vue de la structure modélisée.

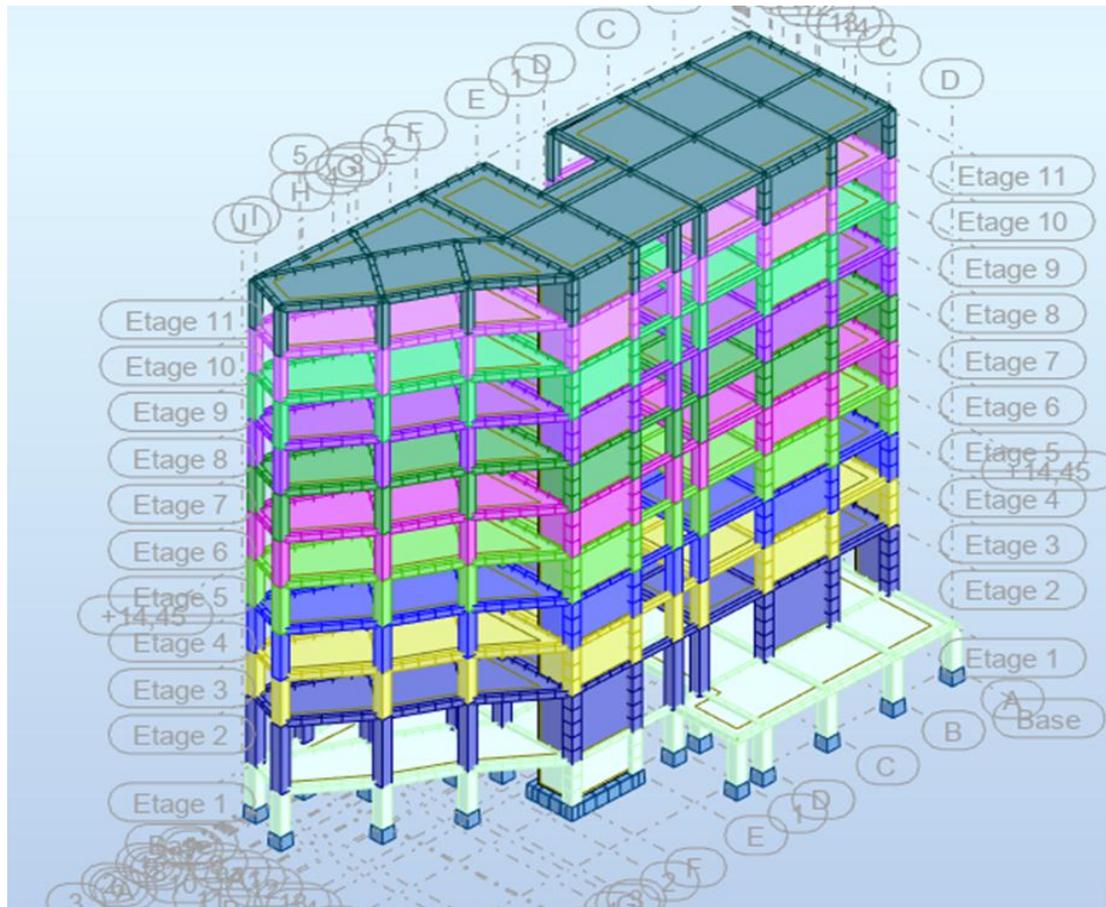


Figure 47: Vue de la structure modélisée.

5.6 Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau [4-1]) en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

W : poids total de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux).

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 0.138 \times 1.25}{3.5} \times 51252.74 = \mathbf{378.9 \text{ KN}}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 0.113 \times 1.25}{3.5} \times 51252.74 = \mathbf{310.6 \text{ KN}}$$

5.7 Résultats de calcul :

Tableau 14 : la participation modale.

Mode	Période(s)	Facteur de participation massique			
		Ux	Uy	Ux	Uy
1	0,87	0,11	63,56	0,11	63,56
2	0,73	0,57	64,42	0,46	0,87
3	0,62	61,45	64,49	60,89	0,07
4	0,24	61,47	79,94	0,02	15,45
5	0,19	61,53	80,13	0,06	0,19
6	0,14	81,47	80,14	19,94	0,01
7	0,1	81,47	86,6	0	6,46
8	0,09	81,48	86,82	0,01	0,22
9	0,07	88,57	86,82	7,09	0
10	0,06	88,57	90,36	0	3,54
11	0,05	88,57	90,54	0	0,18
12	0,05	88,58	90,76	0,01	0,22
13	0,05	88,58	90,76	0	0
14	0,05	88,95	90,76	0,37	0
15	0,05	89,45	90,77	0,5	0
16	0,04	89,45	90,77	0	0
17	0,04	89,48	90,77	0,02	0
	0,04	89,83	90,77	0,35	0
	0,04	90,76	90,84	0,93	0,07

D'après les résultats trouvés on constate que :

$$T_{\text{dyn}} = \mathbf{0.87\ s}$$

$$T_{\text{dyn}} = \mathbf{0.62\ s}$$

Selon RPA 99 V 2003 il faut que :

Sens y-y : $1.3 \times 0.75 = 0.97 > 0.87\ s \Rightarrow$ **condition vérifiée**

Sens x-x : $1.3 \times 0.55 = 0.71 > 0.62\ s \Rightarrow$ **condition vérifiée**

- ❖ Le 1^{er} mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y)
- ❖ Le 2^{ème} est une torsion
- ❖ Et le 3^{ème} de vibration est une translation suivant l'axe (x-x)
- ❖ Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 19^{ème} mode pour le sens (x-x) et 10^{ème} mode pour le sens (y-y).

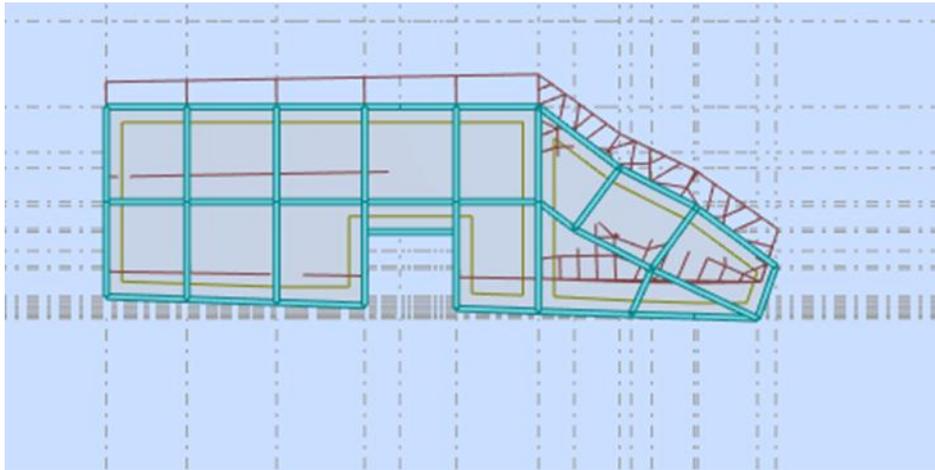


Figure 48: Le 1er mode de vibration est une translation suivant l'axe (y-y).

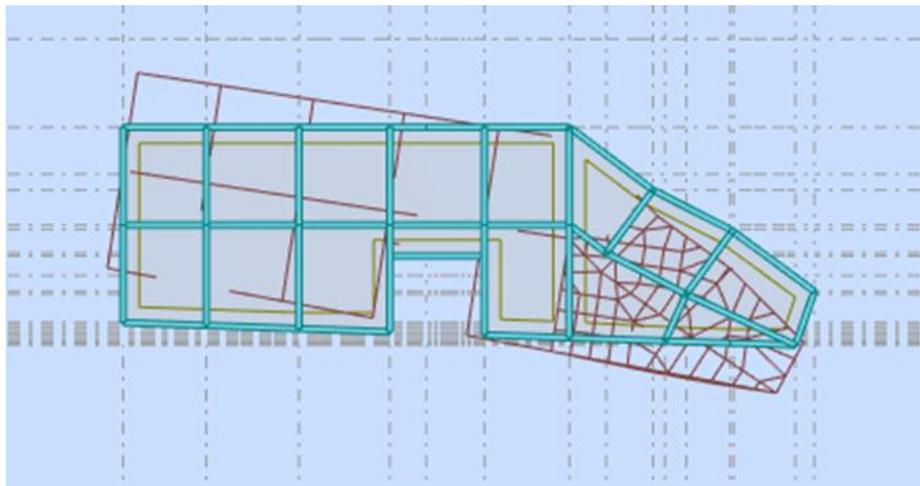


Figure 49: le 2ème mode de torsions.

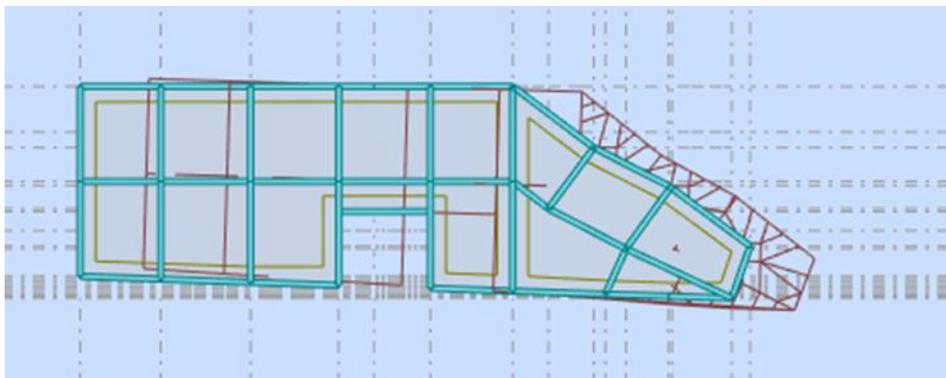


Figure 50: Le 3ème est une translation suivant l'axe (x-x) .

5.7.1 Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003

Direction x-x : 19ème mode : Masse cumulée = 90.76 %

Direction y-y : 10ème mode : Masse cumulée = 90.36 %

Masse cumulée > 90% => **Condition vérifié.**

5.8 Evaluation des excentricités :

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités :

5.8.1 Excentricités théoriques :

$$\begin{cases} E_{xt} = X_m - X_t \\ E_{yt} = Y_m - Y_t \end{cases}$$

X_m ; Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t ; Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats de l'excentricité théorique du différent niveau sont :

Avec :

$$L_x = 36.55 \text{ m} \quad L_y = 10.40 \text{ m}$$

Tableau 15 : récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.

Nom	Masse [kg]	G (x,y) [m]	R (x,y) [m]	Ix [kgm2]	Iy [kgm2]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
Etage 1	Etage 1	722253,15	14,99 5,75	16,25 5,00 -0,68	16800330,39	1,26	0,75	0,05	0,05
Etage 2	Etage 2	585623,49	17,27 4,31	16,35 4,96 2,94	11710947,42	0,92	0,65	0,05	0,05
Etage 3	Etage 3	461213,42	17,54 4,32	16,32 4,96 6,91	7898901,38	1,21	0,64	0,05	0,05
Etage 4	Etage 4	461213,42	17,54 4,32	16,32 4,96 10,14	7898901,38	1,21	0,64	0,05	0,05
Etage 5	Etage 5	447579,42	17,53 4,32	16,31 4,96 13,39	7601795,68	1,23	0,64	0,05	0,05
Etage 6	Etage 6	447579,42	17,53 4,32	16,31 4,96 16,62	7601795,68	1,23	0,64	0,05	0,05
Etage 7	Etage 7	420789,82	17,64 4,31	16,31 4,97 19,91	6953591,27	1,33	0,66	0,05	0,05
Etage 8	Etage 8	409337,26	17,64 4,30	16,30 4,97 23,17	6701927,88	1,34	0,66	0,05	0,05
Etage 9	Etage 9	398975,42	17,64 4,30	16,29 4,97 26,43	6473609,42	1,35	0,66	0,05	0,05
Etage 10	Etage 10	389704,3	17,64 4,30	16,28 4,97 29,69	6268782,78	1,36	0,66	0,05	0,05
Etage 11	Etage 11	440744,13	16,95 4,53	16,27 4,97 32,95	6900232,11	0,68	0,45	0,05	0,05

5.9 Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Le RPA exige que la résultante des forces sismique calculées par la méthode modale spectrale doit être supérieure ou égale à 80% des force sismique calculées par la méthode statique équivalente V_{Statique} correspondant à la période fondamentale donnée par la formule empirique (T_{emp}).

Résultat donné par le logiciel « ROBOT » est :

Tableau 16 : les forces sismiques des deux directions.

Sens	V_{st}	$0.8V_{\text{st}}$	V_{dyn}	$V_{\text{dyn}} \geq 0.8V_{\text{st}}$
X	378.9	247.55	4254.64	C.V
Y	310.6	248.48	3545.03	C.V

5.10 Vérification des déplacements inter étage :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau 4.4

L'article 4.43 du RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit : $\sigma_K = R \times \sigma_{eK}$

σ_K : est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure.

σ_{eK} : est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V.

R : est le coefficient de comportement (R = 3,5).

Tableau 17: Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.

	dr UX [cm]	dr UY [cm]
étage 1	0,108	0,182
étage 2	0,442	0,927
étage 3	0,443	0,858
étage 4	0,535	0,984
étage 5	0,609	1,061
étage 6	0,663	1,093
étage 7	0,707	1,105
étage 8	0,732	1,089
étage 9	0,742	1,057
étage 10	0,741	1,019
étage 11	0,726	0,983

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$\Delta_K \leq 1\% h_e$ $01 \leq 1\% h_e = 3.23 \text{ cm}$, donc **la condition est vérifiée**

5.11 Vérification de l'effet $P - \Delta$:

Tableau 18 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens X-X et sens Y-Y.

Etage	P	Suivant (x-x)					Suivant (y-y)				
		Δ	V	H	Θ	Vérification	Δ	V	h	θ	Vérification
Etage 1	-50847,61	0,108	4356,89	2,89	0,004361339	OK	Δ	V	h	θ	Vérification
Etage 2	-43077,07	0,442	4285,79	4,76	0,0093332	OK	0,182	3665,29	2,89	0,008736465	OK
Etage 3	-37518,39	0,443	4108,38	3,23	0,012524915	OK	0,927	3606,57	4,76	0,023260796	OK
Etage 4	-32995,44	0,535	3902,63	3,23	0,014003861	OK	0,858	3449,53	3,23	0,02889143	OK
Etage 5	-28522,82	0,609	3651,7	3,23	0,014726927	OK	0,984	3269,62	3,23	0,030743211	OK
Etage 6	-24133,57	0,663	3353,52	3,23	0,014771741	OK	1,061	3045,06	3,23	0,030768723	OK
Etage 7	-19813,92	0,707	3007,52	3,23	0,014420449	OK	1,093	2779,21	3,23	0,029384469	OK
Etage 8	-15729,67	0,732	2618,88	3,23	0,013611706	OK	1,105	2483,78	3,23	0,027290848	OK
Etage 9	-11753,7	0,742	2172,2	3,23	0,012430144	OK	1,089	2154,16	3,23	0,024618807	OK
Etage 10	-7875,32	0,741	1628,97	3,23	0,011091003	OK	1,057	1773,64	3,23	0,021686107	OK
Etage 11	-4083,84	0,726	938,57	3,23	0,009779939	OK	1,019	1332,68	3,23	0,018642922	OK

5.12 Vérification de renversement.

Tableau 19 : Vérification de renversement.

DIRECTION X																
ETAGE	V_x [KN]	F_x [KN]	h [m]	W [KN]	X_g [m]	Mr [KN]	Ms [KN]	Vérificat	V_x [KN]	F_x [KN]	h [m]	W [KN]	X_g [m]	Mr [KN]	Ms [KN]	Vérificat
1	4254,78	74,04	2,89	52321,64	17,48	213,98	914582,27	C.V	3545,12	59,98	2,89	52321,64	4,54	173,34	237540,25	C.V
2	4180,74	179,67	7,65	52321,64	17,48	1374,48	914582,27	C.V	3485,14	159,39	7,65	52321,64	4,54	1219,33	237540,25	C.V
3	4001,07	205,76	10,88	52321,64	17,48	2238,67	914582,27	C.V	3325,75	180,74	10,88	52321,64	4,54	1966,45	237540,25	C.V
4	3795,31	249,17	14,11	52321,64	17,48	3515,79	914582,27	C.V	3145,01	220,83	14,11	52321,64	4,54	3115,91	237540,25	C.V
5	3546,14	294,83	17,34	52321,64	17,48	5112,35	914582,27	C.V	2924,18	258,61	17,34	52321,64	4,54	4484,30	237540,25	C.V
6	3251,31	342,65	20,57	52321,64	17,48	7048,31	914582,27	C.V	2665,57	287,18	20,57	52321,64	4,54	5907,29	237540,25	C.V
7	2908,66	379,56	23,80	52321,64	17,48	9033,53	914582,27	C.V	2378,39	313,61	23,80	52321,64	4,54	7463,92	237540,25	C.V
8	2529,1	433,28	27,03	52321,64	17,48	11711,56	914582,27	C.V	2064,78	359,73	27,03	52321,64	4,54	9723,50	237540,25	C.V
9	2095,82	518,24	30,26	52321,64	17,48	15681,94	914582,27	C.V	1705,05	413,9	30,26	52321,64	4,54	12524,61	237540,25	C.V
10	1577,58	659,03	33,49	52321,64	17,48	22070,91	914582,27	C.V	1291,15	519,75	33,49	52321,64	4,54	17406,43	237540,25	C.V
11	918,55	918,55	36,72	52321,64	17,48	33729,16	914582,27	C.V	771,4	771,4	36,72	52321,64	4,54	28325,81	237540,25	C.V

5.13 Conclusion :

L'étude dynamique nous a permis de voir les différentes vérifications de comportement de la structure vis-à-vis le séisme, les résultats obtenus sont acceptables en termes de période, déplacements et efforts sismique.

Chapitre 6 :
Etude des portiques

6 ETUDE DES PORTIQUES :

6.1 Poutre :

6.1.1 Introduction :

Les poutres noyées sont des coutres incorporées dans les planchers dalle pleine, sont sollicité par un moment fléchissant et un effort tranchant, alors le calcul sera fait en flexion simple.

6.1.2 Les moments de la poutre :

Les moments fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont pris depuis ROBOT :

6.1.3 Combinaisons d'actions :

- Selon B.A.E.L 91 :

Combinaisons fondamentales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{array} \right.$$

- Selon R.P.A 99/V2003 :

Combinaisons accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

6.1.4 Tableau des sollicitations :

Table 20: Les valeurs des moments de chaque niveau.

	Poutres	M_{\max}^t (KN. m)			M_{\max}^a (KN. m)			T(KN)
		ELU	ELS	G+Q+E	ELU	ELS	G+Q+E	
Poutre principale	RDS	97.99	70.13	71.19	-205.76	-147.38	-176.96	-240.47
	Etages courants	69.41	50.27	213.39	-157.89	-114.45	-249.26	-200.45
	Terrasse	91.2	66.69	101.41	-148.06	-108.06	-168.76	-190.68
Poutre secondair	RDS	45.97	32.89	34.55	-95.1	-68.11	-78.15	-114.5
	Etages courants	35.21	25.63	69.09	-48.94	-35.81	-80.51	56.34
	Terrasse	29.29	21.31	67.4	-44.45	-32.64	-61.01	51.13

6.1.5 Poutre principale étage courant (30*45) :

6.1.5.1 Ferrailage longitudinal :

❖ En travée :

- Calcul des ferrillages :

➤ A l'état limite ultime :

$$M_t^{\max} = 69.41 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{69.41 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 40.5^2} = 0.100 < 0.397$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1}) = 0.131$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.131 = 0.947$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{69.41 \times 10^3}{0.947 \times 348 \times 40.5} = 5.20 \text{ cm}^2$$

❖ Situation accidentelle :

$$M_t^{\text{acc}} = 213.39 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{213.39 \times 10^3}{30 \times 18.5 \times 40.5^2} = 0.234 < 0.397$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.234}) = 0.338$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.338 = 0.864$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{213.39 \times 10^3}{0.864 \times 400 \times 40.5} = 15.2 \text{ cm}^2$$

6.1.5.2 Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2 < A_s = 9.24 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

- Selon RPA :

$$A_{\text{RPA}} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 40.5 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}} = 6.75 \text{ cm}^2 < A_s = 9.24 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

$$A_t = \max(A_{acc}; A_{cal}; A_{min}) = 15.2 \text{ cm}^2$$

Soit : 10T14 = **15.40 cm²** avec un espacement $St = 15 \frac{\text{cm}}{\text{ml}}$

6.1.5.3 Vérification à l'ELS :

a. Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 15 \times yl^2 + 228 \times yl - 9234$$

$$yl = 18.35$$

b. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{30 \times 15.27^2}{3} + 15 \times (15.40 \times (40.5 - 15.27)^2)$$

$$I = 173650,51 \text{ cm}^4$$

c. Vérification des Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{49.2 \times 10^3}{173650,51} \times 18.35 = 5.20 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.2 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

vérifiée.

Condition

d. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 50.27 \times 10^3}{173650,51} \times (40.5 - 15.27) = 113,26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 113,26 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$$

vérifiée.

Condition

❖ **En appuis :**

- **Calcul des ferrillages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{157.89 \times 10^3}{30 \times 14.5 \times 40.5^2} = 0.226 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.226}) = \mathbf{0.325}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.325 = \mathbf{0.870}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{157.89 \times 10^3}{0.870 \times 348 \times 40.5} = \mathbf{12.89 \text{ cm}^2}$$

❖ **Situation accidentelle :**

$$M_a^{acc} = 249.26 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{249.26 \times 10^3}{30 \times 18.5 \times 40.5^2} = \mathbf{0.273} < 0.397$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.273}) = \mathbf{0.407}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.407 = \mathbf{0.837}$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{249.26 \times 10^3}{0.837 \times 400 \times 40.5} = \mathbf{18.3 \text{ cm}^2}$$

6.1.5.4 Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{1.47 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.47 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{18.3 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

➤ **5.5.5.1.2.2.2. RPA :**

$$A_{RPA} = 0.005\% \times b \times d = 0.05\% \times 30 \times 40.5 = \mathbf{6.75 \text{ cm}^2}$$

$$A_{RPA} = \mathbf{6.75 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{18.3 \text{ cm}^2}$$

Condition vérifiée.

$$A_t = \max(A_{acc}; A_{cal}; A_{\min}) = 18.3 \text{ cm}^2$$

Soit : 2T20 + 6T16 = **18.34 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

6.1.5.5 Vérification à l'ELS :

- Position de l'axe neutre :**

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 15 \times yl^2 + 275,1yl - 11141,55$$

$$y_l = 19,59 \text{ cm}$$

b. Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{30 \times 19,59^2}{3} + 15 \times (18,43 \times (40,5 - 19,59)^2)$$

$$I = 195461,60 \text{ cm}^4$$

c. Vérification des Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{117,94 \times 10^3}{193880,24} \times 19,59 = 11,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11,82 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

vérifiée.

Condition

d. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266,67 ; 196,77) = 196,77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 114,45 \times 10^3}{193880,24} \times (40,5 - 19,54) = 184,83 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 189,30 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196,77 \text{ MPa}$$

vérifiée.

Condition

6.1.5.6 Ferrailage transversale :

• Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

Nous avons une fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = -200,45 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0,15 \times \frac{25}{1,5} = 2,5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{200,45 \times 10^3}{30 \times 40,5} = 1,64 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

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

- **Calcul du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{lmax}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{45}{35}; 1,47; \frac{30}{10}\right) = \min(1,28; 1,47; 3) = 1,47 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \mathbf{14.7 \text{ mm}}$$

On prend : $\phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$

$$\text{Soit : } A_t = 4\phi 8 = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$$

- **Calcul de l'espacement :**

- **Selon le B.A.E.L 91 :**

$$\delta_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(36.45; 40 \text{ cm}) = \mathbf{36.45 \text{ cm}}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2.01 \times 235}{0.4 \times 30} = \mathbf{39.36 \text{ cm}}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b[\tau_u - (0.3 \times k \times f_{tj})]} = \frac{0.8 \times 2.01 \times 235}{30 \times [1.64 - (0.3 \times 1 \times 2.1)]} = \mathbf{12.47 \text{ cm}}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 12.47 \text{ cm}$$

- **Selon le RPA/V2003 :**

$$\text{En zone nodale : } \delta_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_1\right) = \min(11.25; 17.47) = \mathbf{11.25 \text{ cm}} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = \mathbf{22.5 \text{ cm}} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\text{En zone nodale : } A_t = 0.005 \times S_t \times b = 0.005 \times 10 \times 30 = \mathbf{1.5 \text{ cm}^2}$$

$$\text{En zone courante : } A_t = 0.005 \times S'_t \times b = 0.005 \times 15 \times 30 = \mathbf{2.25 \text{ cm}^2}$$

Tableau 21 : Tableau récapitulatif de ferrailages des poutres principales et secondaires

Type des poutres		A min (cm ²)		A cal [cm ²]	Barres choisis	A corr [cm ²]	Recouvrement [cm]
		BAEL [cm ²]	RPA99 V(2003) [cm ²]				
poutres principales (30x45)	Travées	1,47	6,75	15.2	3T16+6T14	15.27	64
	Appuis	1,47	6,75	18.3	2T20+6T16	18.34	80
poutres secondaires (30x35)	Travées	1,14	5,25	2.91	3T14+2T12	6.88	56
	Appuis	1,14	5,25	4.57	3T14+2T12	6,88	64

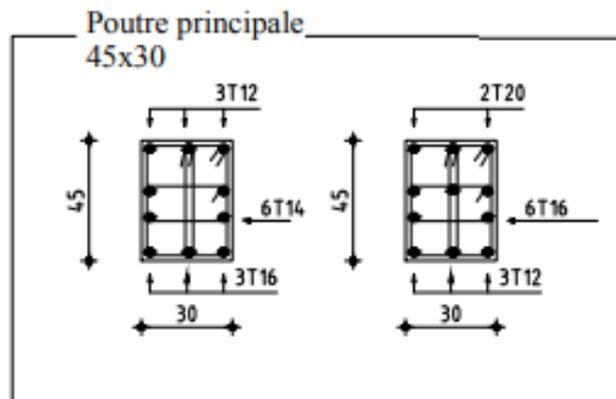


Figure 51: Ferrailage des poutres Principales.

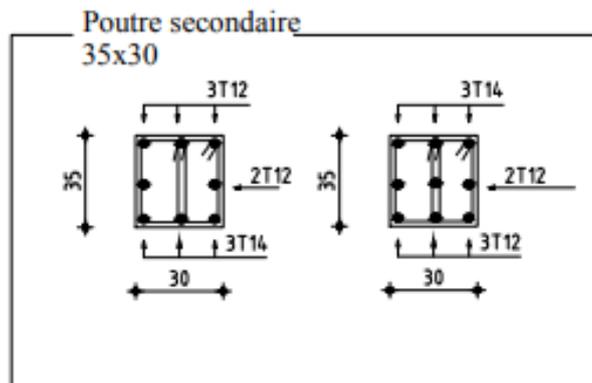


Figure 52: Ferrailage des poutres Secondaires.

6.2 Etude des poteaux :

6.2.1 Leurs rôles :

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)

Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :

- Effet du vent
- effet de la dissymétrie des charges
- Effet de changement de la température
- Effet des efforts sismiques

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à deux moments fléchissant (M_{y-y} , M_{z-z}) (voir fig. VII.3.3.1).

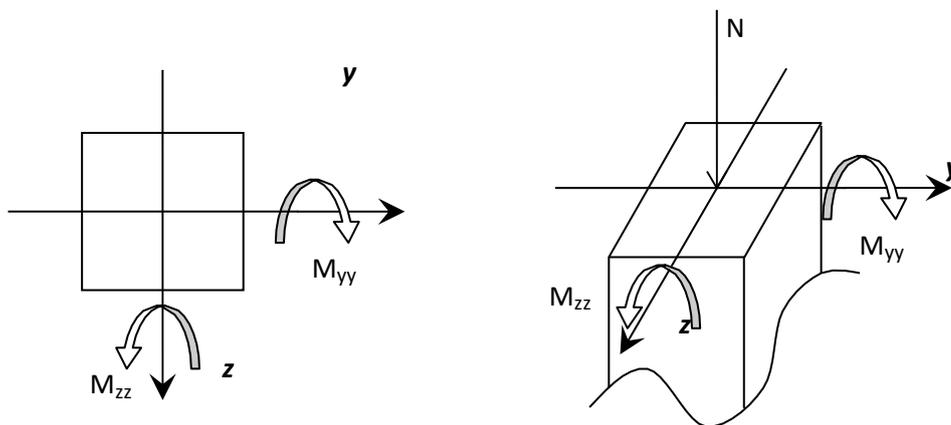


Figure 53: Sollicitation sur les poteaux.

❖ Combinaison de charges :

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :

- $1,35G + 1,5Q$ → Etat Limite ultime.
- $G + Q$ → Etat Limite de service.
- G

➤ Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

- $0,8 \times G \pm E$

6.2.2 Les types de poteaux :

Tableau 22 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux.

Types	Niveaux	Section [cm ²]
1	sous-sol	(70 × 7)
2	RDC	(70 × 70)
3	1 ^{er} - 2 ^{ème} étage	(65 × 65)
4	3 ^{ème} - 4 ^{ème} étage	(60 × 60)
5	5 ^{ème} étage	(55 × 55)
6	6 ^{ème} étage	(50 × 50)
7	7 ^{ème} étage	(45 × 45)
8	8 ^{ème} étage	(40 × 40)
9	9 ^{ème} étage	(35 × 35)

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ROBOT sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (**1,35G+1,5Q**) pour la situation durable et (**G+Q±E**) (**0.8G±E**) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2]

6.2.3 Exemple de calcul :

6.2.3.1 Ferrailage du poteau de section (70x70) cm² :

6.2.3.1.1 Les armatures longitudinales :

a. Situation durable et transitoire :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) : (1,35G+1,5Q)

◆ Cas 1 :

$$N^{max} = 3592,19 \text{ KN}$$

$$M_{ZZ}^{Cor} = 0,29 \text{ KN.m}$$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{29}{3592,19} = 0,008 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5,833 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de}$$

compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentré :

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

$$\frac{L_f}{h} = \frac{202,3}{70} = 2,89 \text{ cm}; \text{Max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[15; 20 \times \frac{0,008}{70} \right] = 15$$

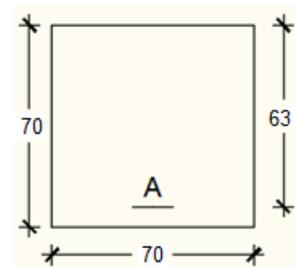


Figure 54: section de calcul.

$$\frac{L_f}{h} = 4.76 \leq \max \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée pour la détermination}$$

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.008$$

$$\begin{cases} e_a : \text{Excentricité additionnelle} \\ e_2 : \text{Excentricité du second ordre} \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{289}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2**

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{0.54}{0.54 + 0.35} = 0.61$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \Phi=2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 202.3^2}{10^4 \times 70} \times [2 + 0.61 \times 2] = 0.56 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 3592,19 \times (0.008 + 2 + 0.56) 10^{-2}$$

$$M'_1 = 92.23 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 3592,19 \text{ KN}$$

• Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{9223}{3626.46} = 2.55 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{70}{2} = 35 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

• Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

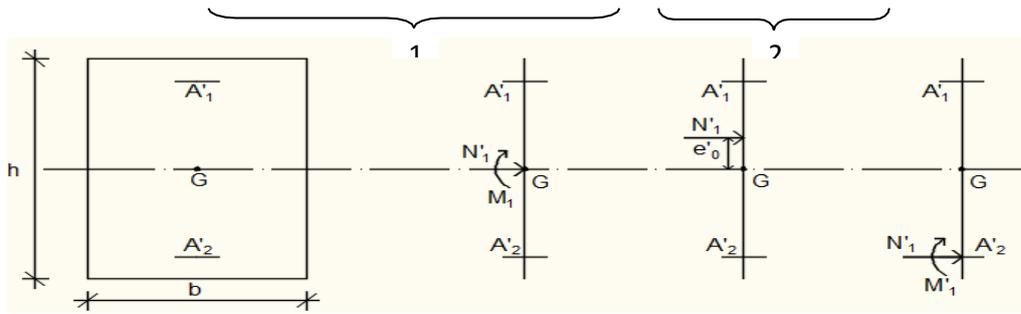


Figure 55: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 92.23 + 3592,19 \times \left(0.63 - \frac{0.70}{2}\right)$$

$$M_1 = 1098.04 \text{ KN}$$

$$(1) = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 7) \times 14.2 \times 70 \times 70 = 1243946,667 \text{ N.m}$$

$$(1) = 1243,95 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 3592,19 \times (0.63 - 0.07) - 1098.04$$

$$(2) = 913.59 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

$$(1) = 1243.95 \text{ KN.m} > (2) = 913.59 \text{ KN.m}$$

⇒ La section est partialement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1 .

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1098.04 \times 10^3}{70 \times 14.2 \times 63^2} = \mathbf{0,279} < 0.397$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.279}) = \mathbf{0,419}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.419 = \mathbf{0,832}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1098.04 \times 10^3}{0.832 \times 348 \times 63} = \mathbf{60.21 \text{ cm}^2}$$

- On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 60.21 - \frac{3592190}{100 \times 348} < -43.07 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 2 :**

$$N^{max} = 3592,19 \text{ KN}$$

$$M_{ZZ}^{Cor} = 16,18 \text{ KN.m}$$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1618}{3592,19} = 0.45 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5.88 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si on a une compression excentré :

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 289 = 202.3 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{202.3}{70} = 2.89 \text{ cm} ; \text{Max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[15; 20 \times \frac{0.45}{70} \right] = 15$$

$$\frac{L_f}{h} = 2.89 \leq \text{max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée pour la détermination}$$

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.45$$

$$\begin{cases} e_a : \text{Excentricité additionnelle} \\ e_2 : \text{Excentricité du second ordre} \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle**

$$e_a = \text{max} \left[2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] = \text{max} \left[2 \text{ cm}; \frac{289}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2**

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{7.72}{7.72 + 3.82} = 0.67$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \Phi=2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 202.3^2}{10^4 \times 70} \times [2 + 0.67 \times 2] = 0.59 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 3592,19 \times (0,45 + 2 + 0,59)10^{-2}$$

$$M'_1 = 109,20 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 3592,19 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{10920}{3592,19} = 3,04 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{70}{2} = 35 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 109,20 + 3592,19 \times \left(0,63 - \frac{0,70}{2}\right)$$

$$M_1 = 1115,09 \text{ KN}$$

$$(1) = (0,337 \times 70 - 0,81 \times 7) \times 14,2 \times 70 \times 70 = 1243946,667 \text{ N.m}$$

$$(1) = 1243,95 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 3592,19 \times (0,63 - 0,07) - 1115,09$$

$$(2) = 896,54 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

$$(2) = 1243,95 \text{ KN.m} > (2) = 896,54 \text{ KN.m}$$

⇒ La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1 .

- Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1115,09 \times 10^3}{70 \times 14,2 \times 63^2} = \mathbf{0,283} < 0,397$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,283}) = \mathbf{0,427}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.427 = \mathbf{0,829}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1115.09 \times 10^3}{0.829 \times 348 \times 63} = \mathbf{61,35 \text{ cm}^2}$$

- On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 61.35 - \frac{3626460}{100 \times 348} = -42,86 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 3 :**

$$N^{corr} = 307,98 \text{ KN}$$

$$M_{zz}^{max} = 152.67 \text{ KN.m}$$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{15267}{307.98} = 49.57 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 5.833 \text{ cm} \Rightarrow$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composée sans 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 par rapport aux armatures tendues : $M_1 = N \times e_0$.

Vérification de l'existence de A' :

$$M_1 = N \times e_0 \text{ Avec : } e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 77.57 \text{ cm.}$$

$$M_1 = N \times e_0 = 307.98 \times 0.7757 = 238.904 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{238904}{18 \times 70 \times 63^2} = 0,061$$

$$\mu = 0,061 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow \text{A}' \text{ n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.061}) \Rightarrow \alpha = 0,078$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0.078 \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{238904}{348 \times 0,969 \times 63} = 11.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 11.26 - \frac{307.98}{100 \times 348} = 11.25$$

♦ **Cas 4 :**

$$N^{corr} = 1427,25 \text{ KN}$$

$$M_{yy}^{max} = 92,93 \text{ KN.m}$$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9293}{1427.25} = 6.51 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 5.8333 \text{ cm} \Rightarrow$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composée sans 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 par rapport aux armatures tendues : $M_1 = N \times e_0$.

Vérification de l'existence de A' :

$$M_1 = N \times e_0 \text{ Avec : } e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 31.51 \text{ cm.}$$

$$M_1 = N \times e_0 = 1427.25 \times 0.3151 = 492.56 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{492560}{14.2 \times 70 \times 63^2} = 0,125$$

$$\mu = 0.125 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.125}) \Rightarrow \alpha = 0,168$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0.168 \Rightarrow \beta = 0,933$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{492560}{348 \times 0,933 \times 63} = 24.09 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 24.09 - \frac{1427.25}{100 \times 348} = 23.98 \text{ cm}^2.$$

♦ Cas 5 :

$$N^{min} = 52.56 \text{ KN}$$

$$M_{yy}^{corr} = 6.72 \text{ KN.m}$$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{672}{52.56} = 12.785 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 5.83 \text{ cm} \Rightarrow$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composée sans 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 par rapport aux armatures tendues : $M_1 = N \times e_0$.

Vérification de l'existence de A' :

$$M_1 = N \times e_0 \text{ Avec : } e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 40.785 \text{ cm.}$$

$$M_1 = N \times e_0 = 52.56 \times 0.40785 = 21.436 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{21436}{14.2 \times 70 \times 63^2} = 0,005$$

$$\mu = 0.005 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.005}) \Rightarrow \alpha = 0,007$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0.007 \Rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{21436}{348 \times 0,997 \times 63} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0.98 - \frac{52.56}{100 \times 348} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

♦ **Cas 6 :**

$$N^{min} = 52.56 \text{ KN}$$

$$M_{zz}^{corr} = 23.57 \text{ KN.m}$$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{2357}{52.56} = 44.844 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 5.83 \text{ cm} \Rightarrow$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composée sans 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 par rapport aux armatures tendues : $M_1 = N \times e_0$.

Vérification de l'existence de A' :

$$M_1 = N \times e_0 \text{ Avec : } e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 72.844 \text{ cm.}$$

$$M_1 = N \times e_0 = 52.56 \times 0.72844 = 38.287 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{38287}{14.2 \times 70 \times 63^2} = 0,010$$

$$\mu = 0.010 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow \text{Á n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.010}) \Rightarrow \alpha = 0,012$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0.012 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{38287}{348 \times 0,995 \times 63} = 1.76 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 1.76 - \frac{52.56}{100 \times 348} = 1.76 \text{ cm}^2.$$

b. Situation accidentelle : (G+Q±E ; 0.8G±E)

b = 70cm h=70cm d= 63cm

♦ Cas 1 :

$$N^{max} = 2725.83 \text{ KN}$$

$$M_{YY}^{Cor} = 15.68 \text{ KN.m}$$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1568}{2725.83} = 0.575 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5.833 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si on a une compression excentré :

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 289 = 202.3 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{202.3}{70} = 2.89 \text{ cm} ; \text{Max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[15; 20 \times \frac{0.575}{70} \right] = 15$$

$$\frac{L_f}{h} = 2.89 \leq \text{max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée pour la détermination}$$

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.575$$

{ e_a : Excentricité additionnelle

e_2 : Excentricité du second ordre

✓ **Excentricité additionnelle**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{289}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2**

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{0.54}{0.54 + 0.35} = 0.607$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \Phi=2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 202.3^2}{10^4 \times 70} \times [2 + 0.607 \times 2] = 0.56 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 2725.83 \times (0.575 + 2 + 0.56) 10^{-2}$$

$$M'_1 = 86.419 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 2725.83 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{8641.9}{2725.83} = 3.17 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{70}{2} = 35 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 86.419 + 2725.83 \times \left(0.63 - \frac{0.70}{2} \right)$$

$$M_1 = 849.651 \text{ KN}$$

$$(1) = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 7) \times 14.2 \times 70 \times 70 = 1243946,667 \text{ N.m}$$

$$(1) = 1243,95 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2725.83 \times (0.63 - 0.07) - 849.651$$

$$(2) = 763.232 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

$$(3) = 1243.95 \text{ KN.m} > (2) = 763.232 \text{ KN.m}$$

⇒ La section est partialement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1 .

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{849.651 \times 10^3}{70 \times 18.5 \times 63^2} = \mathbf{0,216} < 0.397$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.216}) = \mathbf{0,308}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.308 = \mathbf{0,877}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{849.651 \times 10^3}{0.877 \times 400 \times 63} = \mathbf{44.22 \text{ cm}^2}$$

- On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 44.22 - \frac{2725.83}{100 \times 348} < -34.15 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 2 :**

$$N^{max} = 2725.83 \text{ KN}$$

$$M_{ZZ}^{Cor} = 9.81 \text{ KN.m}$$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{981}{2725.83} = 0.36 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5.88 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si on a une compression excentré :

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 289 = 202.3 \text{ cm}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{202.3}{70} = 2.89 \text{ cm}; \text{Max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[15; 20 \times \frac{0.36}{70} \right] = 15$$

$$\frac{L_f}{h} = 2.89 \leq \text{max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{on utilise la méthode simplifiée pour la détermination}$$

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.36$$

$\left\{ \begin{array}{l} e_a : \text{Excentricité additionnelle} \\ e_2 : \text{Excentricité du second ordre} \end{array} \right.$

✓ **Excentricité additionnelle**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{289}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2**

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{7.72}{7.72 + 3.84} = 0.67$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \Phi=2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 202.3^2}{10^4 \times 70} \times [2 + 0.67 \times 2] = 0.59 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 2725.83 \times (0.36 + 2 + 0.59) 10^{-2}$$

$$M'_1 = 88.668 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 2725.83 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{8866.8}{2725.83} = 3.253 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{70}{2} = 35 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0.337 \times h - 0.81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 88.668 + 2725.83 \times \left(0.63 - \frac{0.70}{2} \right)$$

$$M_1 = 851.900 \text{ KN}$$

$$(1) = (0.337 \times 70 - 0.81 \times 7) \times 14.2 \times 70 \times 70 = 1243946,667 \text{ N.m}$$

$$(1) = 1243,95 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2725.83 \times (0.63 - 0.07) - 851.9$$

$$(2) = 763.232 \text{ KN.m}$$

- **Conclusion :**

$$(4) = 1243.95 \text{ KN.m} > (2) = 763.232 \text{ KN.m}$$

⇒ La section est partialement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues M_1 .

➤ Calcul des armatures en flexion simple :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{851.9 \times 10^3}{70 \times 18.5 \times 63^2} = \mathbf{0,216} < 0.397$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.216}) = \mathbf{0,309}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.309 = \mathbf{0,877}$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{851.900 \times 10^3}{0.877 \times 400 \times 63} = \mathbf{44.35 \text{ cm}^2}$$

- On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 44.35 - \frac{2725.83}{100 \times 400} = -34.02 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

♦ **Cas 3 :**

$$N^{corr} = 201.93 \text{ KN}$$

$$M_{ZZ}^{max} = 182.8 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{18280}{201.93} = 90.526 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 5.833 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composée sans 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 par rapport aux armatures tendues: $M_1 = N \times e_0$.

Vérification de l'existence de A' :

$$M_1 = N \times e_0 \text{ Avec : } e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 118.526 \text{ cm.}$$

$$M_1 = N \times e_0 = 201.93 \times 1.1852 = 239.340 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{239340}{18,5 \times 70 \times 63^2} = 0,047$$

$$\mu = 0.047 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{Á n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}) \Rightarrow \alpha = 0.060$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0.060 \Rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{239340}{400 \times 0,976 \times 63} = 9.73 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 9.73 - \frac{182.8}{100 \times 400} = 9.63 \text{ cm}^2.$$

♦ **Cas 4 :**

$$N^{corr} = 123.41 \text{ KN}$$

$$M_{YY}^{max} = 108.73 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{10873}{123.41} = 88.10 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 5.833 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composée sans 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 par rapport aux armatures tendues: $M_1 = N \times e_0$.

Vérification de l'existence de A' :

$$M_1 = N \times e_0 \text{ Avec : } e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 116.105 \text{ cm.}$$

$$M_1 = N \times e_0 = 123.41 \times 1.16105 = 143.285 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{143285}{18,5 \times 70 \times 63^2} = 0,028$$

$$\mu = 0.028 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{Á n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) \Rightarrow \alpha = 0.035$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0.035 \Rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{143285}{400 \times 0,986 \times 63} = 5.77 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 5.77 - \frac{123.41}{100 \times 400} = 5.66 \text{ cm}^2.$$

♦ **Cas 5 :**

$$N^{min} = 4.13 \text{ KN}$$

$$M_{YY}^{corr} = 15.44 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1544}{4.13} = 373.850 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 5.833 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composée sans 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 par rapport aux armatures tendues: $M_1 = N \times e_0$.

Vérification de l'existence de A' :

$$M_1 = N \times e_0 \text{ Avec : } e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 401.85 \text{ cm.}$$

$$M_1 = N \times e_0 = 4.13 \times 4.0185 = 16.596 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16596}{18,5 \times 70 \times 63^2} = 0,003$$

$$\mu = 0.003 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \hat{A} \text{ n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.003}) \Rightarrow \alpha = 0.004$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0.004 \Rightarrow \beta = 0.998$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16596}{400 \times 0,998 \times 63} = 0.66 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0.66 - \frac{4.13}{100 \times 400} = 0.56 \text{ cm}^2.$$

♦ **Cas 5 :**

$$N^{min} = 4.13 \text{ KN}$$

$$M_{ZZ}^{corr} = 15.57 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1557}{4.13} = 376.998 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 5.833 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composée sans 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 par rapport aux armatures tendues: $M_1 = N \times e_0$.

- **Vérification de l'existence de A' :**

$$M_1 = N \times e_0 \text{ Avec : } e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 404.998 \text{ cm.}$$

$$M_1 = N \times e_0 = 4.13 \times 4.04998 = 16.726 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16726}{18,5 \times 70 \times 63^2} = 0,003$$

$$\mu = 0.003 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.003}) \Rightarrow \alpha = 0.004$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0.004 \Rightarrow \beta = 0.998$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16726}{400 \times 0,998 \times 63} = 0.67 \text{ cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 0.67 - \frac{4.13}{100 \times 400} = 0.56 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures minimales :**

➤ Condition imposée par le RPA99/V2003 :

$$A_{\min} = 0.8\% \times b \times h = 0.008 \times 70 \times 70 = 39.2 \text{ cm}^2.$$

➤ Suivant B.A.E.L91 :

$$A_{\min} = \max\left(\frac{0.2 \times b \times h}{100}; \frac{8 \times (b + h)}{100}\right) = \max\left(\frac{0.2 \times 70 \times 70}{100}; \frac{8 \times (70 + 70)}{100}\right)$$

$$A_{\min} = \max(9.8; 11.2)$$

$$A_{\min} = 11.2 \text{ cm}^2.$$

- **Conclusion :**

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min BAEL}; A_{\min RPA}) = 39.2 \text{ cm}^2.$$

- **Choix des armatures :**

$$20T16 \longrightarrow A = 40.21 \text{ cm}^2$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{10940}{2608,46} = 4.19 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 11.66 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est entièrement comprimée}$$

et il nous faut vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$

$$b = 70 \text{ cm} ; h = 70 \text{ cm} ; c = 7 \text{ cm} ; d = 63 \text{ cm} \text{ et } A'_1 = A'_2 = 40.21 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 70 \times 70 + 15(40.21 \times 2) = 6106.3 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{6106.3} \times \left[\frac{70 \times 70^2}{2} + 15 \times (40.21 \times 7 + 40.21 \times 63) \right] = 35$$

$$V_2 = h - V_1 = 70 - 35 = 35 \text{ cm}$$

$$I_{xx'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2]$$

$$I_{xx'} = \frac{70}{3} \times (35^3 + 35^3) + 15 \times [40.21 \times (35 - 7)^2 + 40.21 \times (63 - 35)^2]$$

$$I_{xx'} = 2946572.533 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 109.40 - 2608,46 \times \left(\frac{0.70}{2} - 0.35 \right) = 109.4 \text{ KN.m}$$

• **Vérification exacte :**

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{I_{xx'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{xx'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{1094}{2608.46} = 0.42 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{xx'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{2946572.533}{6106.3 \times 35} = 13.79 \text{ cm}$$

$$e_G = 0.42 \text{ cm} < \frac{I_{xx'}}{B_0 \times V_2} = 13.79 \text{ cm} \Rightarrow \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée (SEC).}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{B_0 \times 100} = \frac{260840}{6106.3 \times 100} = 4.27 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx'}} = \frac{10940}{2946572.533} = 0.004$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 4.27 + 0.004 \times 35$$

$$\sigma_b^1 = 4.37 \text{ MPa} \leq \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

1. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{\max} = 0.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{240}{70 \times 100 \times 63} = 0.001 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 0.001 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.23 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante.

2. Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L \max}}{3} = \frac{2}{3} = 0.66 \text{ cm} = 6.6 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

3. Espacement des armatures transversales :

➤ Suivant les règles BAEL 91 :

$$\delta_t = \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; (b + 10)\text{cm})$$

$$\Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ D'après les règles RPA 99 (version 2003) : (zone II)

- Zone nodale : $\delta_t \leq \min(10 \phi^{\min}; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

$$\delta_t = 10\text{cm}$$

- Zone courante : $\delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 18 \text{ cm}$

$$\delta_t = 15\text{cm}$$

4. Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{289}{70} = 4.03 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0.5\% \times b \times \delta_t = 0.005 \times 70 \times 15 = 5.25 \text{ cm}^2$$

5. Détermination de la zone nodale : [RPA99 V2003.Art 7.4.2.1 page 49]

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2.h \rightarrow L' = 2 \times 50 \rightarrow L' = 100 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right) = \max\left(\frac{289}{6}; 70; 70; 60\text{cm}\right) = 70 \text{ cm}$$

6. Longueur de recouvrement :

$$L_r = 50. \phi_{L\max}$$

$$L_r = 100 \text{ cm}$$

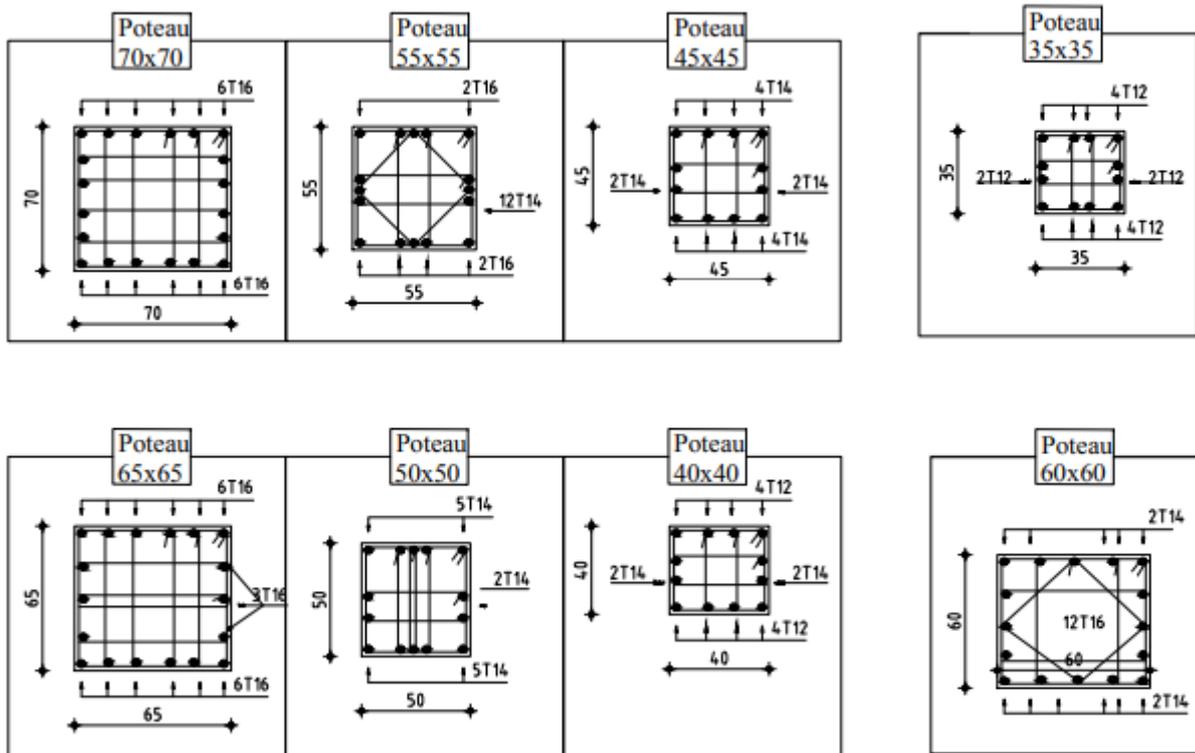
◆ **Remarque :**

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau 23 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.

Type	Section [cm ²]	A _{CAL} [cm ²]	A _{minRPA} [cm ²]	A _{minBAEL} [cm ²]	Choix	A _{Adopté} [cm ²]	Recouvrement [cm]
1	70x70	23.98	39.2	11.2	20T16	40.21	100
2	70x70	19.16	39.2	11.2	20T16	40.21	100
3	65x65	20.58	33.8	10.4	18T16	36.19	80
4	60x60	11.14	28.8	9.6	12T16+4T14	30.28	80
5	55x55	18.34	24.2	8.8	12T14+4T16	26.52	80
6	50x50	17.36	20	8	14T14	21.56	64
7	45x45	15.18	16.2	7.2	12T14	18.47	56
8	40x40	12.65	12.8	6.4	8T12+4T14	15.21	56
9	35x35	10.16	9.2	5.6	12T12	13.58	56

6.2.3.2 Ferrailage des poteaux :



Chapitre 7 :
Etude des voiles

7 ETUDE DES VOILES

7.1 Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieure à l'épaisseur et la longueur est au moins quatre fois supérieure à l'épaisseur Dans notre structure, on distingue trois types de voiles :

- 1- Voiles périphériques ;
- 2- Voiles de contreventement sans ouvertures et 3- Voiles de contreventement avec ouvertures.

Les Voiles sont ferrillés à l'aide des résultats donnés par le logiciel ROBOT.

7.2 Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4 de RPA99 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 des voiles de contreventement fixées par l'article [7.7.1/ RPA99, V2003] (voir chapitre II).
- ✓ Pour notre structure, les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales et satisfais les deux conditions précédentes (voir chapitre II), par la suite on devra disposer les ferrailages suivants :
 - ✓ Des aciers verticaux ;
 - ✓ Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferrailages sont Composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

VIII.2.1- Les armatures verticales [RPA99/7.7.4.1] :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens voire , et seront calcul à la flexion composées [RPA99/v.2003/7.7.4].

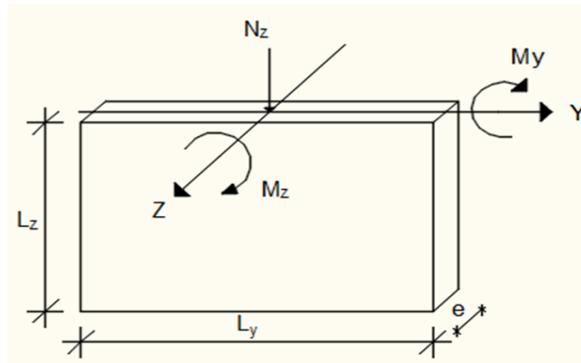


Figure 56: Les sollicitations de calcul d'un voile.

7.2.1 Exemple de calcul :

Tableau 24 : Sollicitations obtenues par ROBOT.

L(m)	e(m)	Type	Combinaison	N(KN)	M(KN)	H(KN)
4,5	0,35	ELU	ELU	3362,43	367,04	-4,18
		ACC	G+Q-VX	2720,84	-3494,32	-489
		Sismique	G+Q+Vx	2216,3	4031,73	482,62
		Sismique	G+Q+Vy	-2437,21	672,33	100,11
		Sismique	G+Q-Vy	7374,34	-134,93	-106,49
		Sismique	0.8G+Vx	1563,33	3955,07	482,6
		Sismique	0.8G-Vx	2067,87	-3570,97	-489,01
		Sismique	0.8G+Vy	-3090,17	595,68	100,09
		Sismique	0.8G-Vy	6721,38	-211,58	-106,5

7.2.1.1 Les caractéristiques géométriques du voile :

- $I = (0.35 \times 4.5^3) / 12 = 2.66 \text{ m}^4$ (I : inertie du voile)
- $\Omega = 0.35 \times 4.5 = 1.575 \text{ m}^2$ (Ω : surface en plan du voile)
- $V = l/2 = 4.5/2 = 2.25 \text{ m}$ (V : la position de l'axe neutre)

7.2.1.2 Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile :

➤ Effort de compression à ELU

$N_{max} = 3362,43 \text{ KN}$ (effort de compression), $M_{cor} = 367,04 \text{ KN.m}$

➤ calcul les contraintes:

- $\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} v = \frac{3362,43}{1.575} + \frac{367,04 \times 2.25}{2.66}$
- $\sigma_d = 2445.34 \text{ KN.m}^2$

$$\begin{aligned} - \sigma_g &= \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{3362,43}{1,575} - \frac{367,04 \times 2,25}{2,66} \\ - \sigma_g &= 1824,41 \text{ KN.m}^2 \end{aligned}$$

✚ ($\sigma_d > 0$; $\sigma_g > 0$) => la section est entièrement comprimée

➤ Calcul de la contrainte moyenne :

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$d \leq \min\left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3} \cdot Lc\right) = (1,45 \text{ m}; 3 \text{ m}) = 1,45 \text{ m}$$

$$d_{\max} = 1,45 \text{ m}$$

On prendra : $d_1 = 1,45 \text{ m}$

7.2.1.3 Détermination la contrainte moyenne de la bande d_1 :

$$\sigma_1 = \sigma_g + (lc - d_1) \times \frac{(\sigma_d - \sigma_g)}{Lc} = 1,824 + (4,5 - 1,45) \times \frac{(2,445 - 1,824)}{4,5} = 2,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{2,445 + 2,24}{2} = 2,34 \text{ MPa}$$

7.2.1.4 L'effort normal appliqué sur la bande d_1 :

$$Nu = \sigma_{moy} \times e \times d_1 = 2,43 \times 0,35 \times 1,45 \times 1000 = 1190 \text{ KN}$$

7.2.1.5 Calcul de l'effort limite ultime :

L'effort limite $N_{U \text{ lim}}$ est donné par la formule suivante :

Cas d'un mur non armé : $A = 0$

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b}$$

Avec :

$$Br = L \times (a - 2) = 100 \times (35 - 2) = 3300 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} \text{ avec : } \lambda = \frac{l f \sqrt{12}}{a} = \frac{2,46 \sqrt{12}}{0,35} = 24,35$$

Donc : $\alpha = 0,574$

Alors :

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} = 0,574 \times \frac{0,33 \times 25000}{0,9 \times 1,5} = 3507,78 \text{ KN}$$

➤ Conclusion :

$$N_{U \text{ lim}} = 3507,78 > Nu = 1190 \rightarrow c.v$$

Il n'y a pas un risque de flambement et les armatures en compression ne sont pas nécessaires.

7.2.2 Calcul de ferrailage :

D'après notre système de contreventement voile porteur on prend en considération juste les sollicitations des voiles du RDC et sous-sol et on applique leur ferrailage maximum sur les autres étages.

7.2.2.1 L'effort normal appliqué sur la bande d1 :

a. Ferrailage verticale :

On prend les cas plus défavorables : [0.8G -VX ; 0.8G-VY]

✓ 1^{ere} cas :0.8G-VY

N=6721.38 KN M= -211.58 KN.m

• Calcul des contraintes :

$$\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{6721.38}{1.575} + \frac{-211.58 \times 1.45}{2.66}$$

$$\sigma_d = 4152.21 \text{ KN.m}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} v = \frac{6721.38}{1.575} - \frac{-211.58 \times 1.45}{2.66}$$

$$\sigma_g = 4382.88 \text{ KN.m}^2$$

($\sigma_{max} > 0$; $\sigma_{min} > 0$) => la section est entièrement comprimée

• Calcule de la contrainte moyenne :

Le calcule se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivante soit vérifier :

$$d \leq \min\left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3} \cdot Lc\right) = (1.45 \text{ m}; 3\text{m}) = 1.45\text{m}$$

$$d \text{ max} = 1.45 \text{ m}$$

on prendra : d1=1.45 m

• Détermination la contrainte moyenne de la bande d1 :

$$\sigma_1 = \sigma_g + (lc - d1) \times \frac{(\sigma_d - \sigma_g)}{Lc} = 4.38288 + (4.5 - 1.45) \times \frac{(4.15221 - 4.38288)}{4.5} = 4.22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{4.15221 + 4.22}{2} = 4.18 \text{ MPa}$$

$$N_u = \sigma_{moy} \times e \times d_1 = 4.18 \times 0.35 \times 1.45 = 1818.3 \text{ KN.}$$

7.2.2.2 Calcul de l'effort limite ultime :

L'effort limite $N_{U \text{ lim}}$ est donné par la formule suivante :

Cas d'un mur non armé : $A = 0$

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{Br \times f_c 28}{0.9 \times \gamma b}$$

Avec :

$$Br = L \times (a - 2) = 100 \times (35 - 2) = 3300 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} \text{ avec : } \lambda = \frac{l f \sqrt{12}}{a} = \frac{2.46 \sqrt{12}}{0.35} = 24.34$$

Donc : $\alpha = 0.574$

Alors :

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{Br \times f_c 28}{0.9 \times \gamma b} = 0.574 \times \frac{0.33 \times 25000}{0.9 \times 1.5} = 3507.78 \text{ KN}$$

➤ **Conclusion :**

$$N_{U \text{ lim}} = 3507.88 > N_u = 1818.3 \rightarrow \text{c.v}$$

Il n'y a pas un risque de flambement et les armatures en compression ne sont pas nécessaires.

✓ **2^{ere} cas : 0.8G-VX**

$$N = 2067.87 \text{ KN} \quad M = -3570.97 \text{ KN.m}$$

• **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{2067.87}{1.575} + \frac{-3570.97 \times 1.45}{2.66}$$

$$\sigma_d = -633.65 \text{ KN.m}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{2067.87}{1.575} - \frac{-3570.97 \times 1.45}{2.66}$$

$$\sigma_g = 3259.51 \text{ KN.m}^2$$

$(\sigma_g > 0; \sigma_d < 0) \Rightarrow$ la section est partiellement tendue.

• **Calcul de la longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L \cdot \frac{\sigma_d}{\sigma_d + \sigma_g} = 4.5 \cdot \frac{633.65}{3259.51 + 633.65} = 0.7 \text{ m (longueur de la zone tendue).}$$

$$L_C = L - L_t = 4.5 - 3.77 = 3.8 \text{ m}$$

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivant soit vérifier.

$$d \leq \min\left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3} \cdot L_C\right)$$

$$d \leq \min\left(\frac{2.89}{2} = 1.45; \frac{2}{3} \cdot 3.8 = 2.5\right)$$

$$d_{\max} = 1.45 \text{ m}$$

Alors on divise la longueur tendue par deux bandes :

$$d_1 = 45 \text{ cm (zone d'about)}$$

$$d_2 = 100 \text{ cm}$$

- **Détermination de la contrainte moyenne dans zone d'about :**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_d(Lt - 0.45)}{Lt} = \frac{3.25951(0.7 - 0.45)}{0.7} = 1.1641 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{3.25951 + 1.1641}{2} = 2.21 \text{ MPa}$$

- **Détermination de la valeur d'effort normal moyen (traction) sollicitation la zone d'about :**

$$N_u = \sigma_{\text{moy}} \cdot e \cdot d = 2.21 \times 0.35 \times 0.45 \times 1000 = 348.07 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures de vertical :**

$$A_s = \frac{N_u}{\frac{f_e}{\gamma}} = \frac{348.07 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 8.70 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures de couture :**

$$A_c = 1.1 \frac{V}{f_e} \cdot \frac{X}{L} = 1.1 \frac{1.45 \times 489.01}{400} \cdot \frac{0.35}{4.5} = 0.15 \text{ cm}^2$$

⇒ D'après le RPA on ajoute avec la section calculée :

$$A = A_s + A_c = 8.85 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la contrainte moyenne de la deuxième bande :**

$$\sigma_{\text{moy } 2} = \frac{(\sigma_1 + 0)}{2} = \frac{(1.1641 + 0)}{2} = 0.58 \text{ MPa}$$

- **Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) de la deuxième bande:**

$$Nu_2 = \sigma_{\text{moy}} \cdot e \cdot d = 0.58 \times 0.35 \times 1 \times 1000 = 203 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures verticales :**

$$A_s = \frac{Nu}{\frac{f_e}{\gamma}} = \frac{203 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 5.07 \text{ cm}^2$$

⇒ D'après le RPA on ajoute avec la section calculée :

$$A = A_s + A_c = 5.22 \text{ cm}^2$$

7.2.2.3 Armatures minimales RPA :

$$A_{\text{min}} = 0,20\% \cdot b \cdot L_t = 4.9 \text{ cm}^2 \text{ (Zone tendu)}$$

$$A_{\text{max}} = \text{Max} (A_{\text{cal}} , A_{\text{min}}) = (8.85 ; 4.9) = 8.85 \text{ cm}^2$$

7.2.2.4 Armatures courantes :

$$A_{\text{min}} = 0,10\% \cdot b \cdot L_c = 0,10\% \cdot 35 \cdot 120 = 3,6 \text{ cm}^2$$

7.2.2.5 Espacement des armatures verticales :

D'après l'RPA 99 /2003 article 7.7.4.3

$$St \leq (1,5 \cdot a ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St \leq (1,5 \cdot a = 67.5 \text{ cm} ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Zone d'about} \rightarrow \frac{L}{10} = 45$$

$$\text{Zone courante} \rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

7.2.3 Vérification de la contrainte de cisaillement :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

$$\text{La contrainte de cisaillement est : } \tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1.4 \cdot v_u}{b \cdot d}$$

Avec :

V : L'effort tranchant à la base du voile.

b : Épaisseur de voile.

d : Hauteur utile, (d=0,9h).

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.34 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1.4 \cdot v_u}{b \cdot d} = \frac{1.4 \times 489010}{35 \times 289 \times 0.9 \times 100} = 0.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.75 < \bar{\tau}_u = 3.34$$

\Rightarrow

condition vérifié.

Table 25: Ferrailage verticales et Ferrailage horizontales de chaque voile.

VOILE	L	ep	H	As sens x	A min RPA	A choix		As sens y	A choix		la zone courante	A min RPA	A choix		zone d'about	A min RPA	A choix	
type 1	4,9	0,35	2,89	22,16	34.3	65.54	58T12	5,4	28.44	36T10	3.92	13.72	42.94	38T12	0.49	2.27	22.6	20T12
type 2	4,5	0,35	2,89	20,14	31.5	58.76	52T12	5,58	28.44	36T10	3.6	12.6	40.68	36T12	0.45	2.36	18.08	16T12
type 3	2,5	0,35	2,89	58,92	17.5	31.64	28T12	15,9	28.44	36T10	2	7	22.6	20T12	0.25	1.31	9.04	8T12
type 4	4,9	0,35	4,76	19,12	34.3	65.54	58T12	3,68	44.4	60T10	3.92	13.72	42.94	38T12	0.49	2.27	22.6	20T12
type 5	4,5	0,35	4,76	17,8	31.5	58.76	52T12	4,66	44.4	60T10	3.6	12.6	40.68	36T12	0.45	2.36	18.08	16T12
type 6	2,5	0,35	4,76	50,08	17.5	31.64	28T12	15,02	44.4	60T10	2	7	22.6	20T12	0.25	1.31	9.04	8T12
Type 7	4,9	0,35	3,23	13,72	34.3	65.54	58T12	2,32	29.6	40T10	3.92	13.72	42.94	38T12	0.49	2.27	22.6	20T12
type 8	4,5	0,35	3,23	14,38	31.5	58.76	52T12	4,52	29.6	40T10	3.6	12.6	40.68	36T12	0.45	2.36	18.08	16T12
type 9	2,5	0,35	3,23	33,86	17.5	31.64	28T12	21,36	29.6	40T10	2	7	22.6	20T12	0.25	1.31	9.04	8T12
type 10	4,9	0,3	3,23	3,92	29.4	65.54	58T12	2,02	29.6	40T10	3.92	11.76	42.94	38T12	0.49	2.20	22.6	20T12
type 11	4,5	0,3	3,23	4,62	27	58.76	52T12	3,7	29.6	40T10	3.6	10.8	40.68	36T12	0.45	2.02	18.08	16T12
type 12	2,5	0,3	3,23	21,1	15	31.64	28T12	20,44	29.6	40T10	2	6	22.6	20T12	0.25	1.31	9.04	8T12

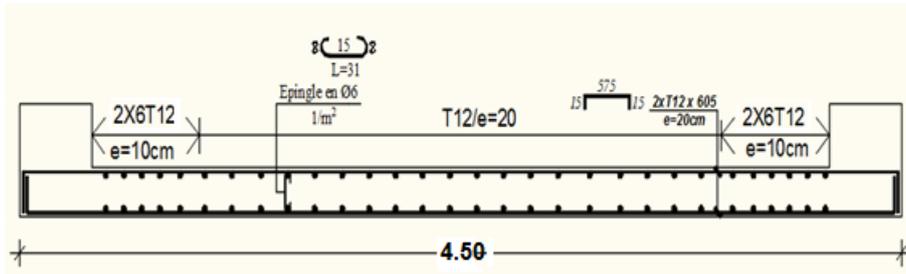


Figure 57: Dessin du ferrailage du voile de contreventement.

7.3 Etude des voiles périphérique :

Selon le [RPA99V Articles 10.1.2], Les ossatures en 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 :

- ❖ Épaisseur $\geq 15\text{cm}$
- ❖ 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

7.3.1 Détermination des sollicitations :

a. Poids propre du voile périphérique :

$$P_{pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$V_b = 1 \times h \times e$$

h : la hauteur du voile.

e : l'épaisseur du voile.

$$V_b = 1 \times 2.89 \times 0.20 = 0.578 \text{ m}^3$$

$$P_{pr} = 25 \times 0.578 = 14.45 \text{ KN}$$

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$N_u = 1,35 \times 14.45 = 19.51 \text{ KN}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$N_{ser} = P_{Pr} = 14.45 \text{ KN}$$

b. Calcul des poussées des terres : [THÉORIE DE RANKINE (1860)]

$$\sigma = K_p \times \gamma \times h$$

k_p : Coefficient de poussée $k_p = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$

h : Hauteur du voile.

γ : Masse volumique de la terre.

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel ;

Avec : $\delta = \frac{2}{3}\varphi$; $\varphi = 35^\circ$; (δ : frottement mur/sol)

D'après le tableau de « L'HERMINIER-ABSI » : $K_p=0,247$.

$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$

c. Calcul des contraintes :

$$\sigma_i = k_p \times \gamma \times h$$

$$h = 0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 2.89 \Rightarrow \sigma_1 = 0.247 \times 17 \times 2.89 = 12.14 \text{ KN/m}^2$$

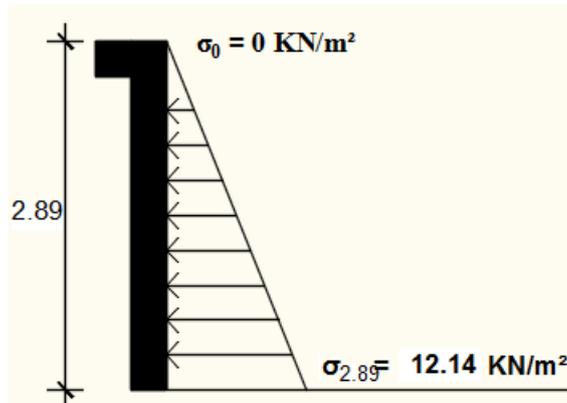


Figure 58: Schéma des contraintes de voile périphérique.

On considère le voile est comme une dalle qui s'appuyant Sur 4 coté avec une charge uniformément répartie :

$$q = \frac{12.14 + 0}{2} = 6.07 \text{ KN/m}^2$$

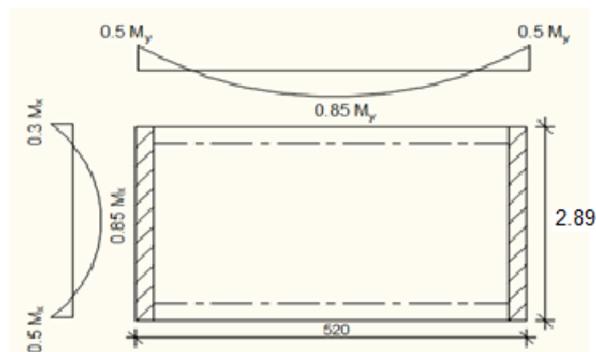


Figure 59: Schéma Panneau de dalle dont au moins un appui peut assurer un encastrement partiel.

d. Combinaisons fondamentales :

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$\bar{q}_u = 1.35 \times q = 1.35 \times 6.07 \Rightarrow \bar{q}_u = 8.19 \text{ KN/ml}$$

Pour une bande de 1m de largeur : $q_u = \bar{q}_u \times 1m = 8.19 \text{ KN/ml}$

➤ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$\bar{q}_{ser} = q \Rightarrow \bar{q}_{ser} = 6.07 \text{ KN/ml}$$

Pour une bande de 1m de largeur : $q_{ser} = \bar{q}_{ser} \times 1m = 6.07 \text{ KN/ml}$

• **Calcul des sollicitations :**

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{289}{520} = 0.55 \quad \text{Si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle portent en deux sens.}$$

D'après le tableau :

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0984 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0936 \\ \mu_y = 0.4150 \end{cases}$$

❖ **ELU :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0984 \times 8.19 \times 2.89^2 = \mathbf{6.73 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.2500 \times 6.73 = \mathbf{1.68 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0936 \times 6.07 \times 2.89^2 = \mathbf{4.75 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.4150 \times 4.75 = \mathbf{1.97 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

Table 26 : Tableau récapitulatif des sollicitations (moment en appuis et travée)

Combinaisons	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a [KN.m]	3.365	2.375	0.840	0.985
M_t [KN.m]	5.720	4.037	1.428	1.674

7.3.2 Calcul des ferrillages :

• **Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable => a = 20 mm

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 20 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm} \\ C_y = 20 + 10 + \frac{10}{2} = 35 \text{ mm} \end{cases}$$

• **Hauteurs utiles :**

$$d_x = h_d - C_x = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - C_y = 20 - 3,5 = 16,5 \text{ cm}$$

- **Espacement maximal des armatures : [Article BAEL IV.5.c]**

Pour les armatures suivent le sens x-x : $\delta \leq \min(3h_d; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

Pour les armatures suivent le sens y-y : $\delta \leq \min(4h_d; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$

Remarque :

Le ferrailage en appui et en travée est le même. On va prendre le moment maximal (moment en travée).

7.3.2.1 Sens x-x :

- Etat limite ultime (E. L.U) :

$$M_{tx}^u = 5.720 \text{ KN.m}$$

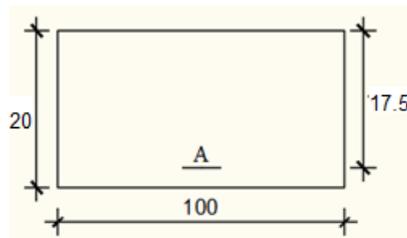


Figure 60 : section de calcul

- **Calcul des ferrillages :**

Fig.VIII.12 : Section de calcul en travée (x-x).

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{5.720 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 17.5^2} = 0.013 < 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013}) = \mathbf{0.016}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.016 = \mathbf{0.994}$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}^u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{5.720 \times 10^3}{0.994 \times 348 \times 17.5} = \mathbf{0.945 \text{ cm}^2}$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 : $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1.6 \text{ cm}^2/m_L$

- **Conditions exigées par le RPA99/V2003 :**

$$A_{\min RPA} = 0,0001 \times b \times h = 0.2 \text{ cm}^2$$

$$\Leftrightarrow A = \max(A_{cal} ; A_{\min} ; A_{\min RPA}) \Rightarrow A = 1.6 \text{ cm}^2/m_L$$

- **Choix des armatures :**

$$7T10/m_L \longrightarrow A = 5.50 \text{ cm}^2/m_L.$$

$$(T10 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

$$M_{tx}^{ser} = 4.037 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \times 5.50}{100} = 0.825 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 17.5 \times 0.825 = 28.88$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.825 + \sqrt{0.825^2 + 28.88} = 4.41 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 4.41^2}{3} + 15 \times 5.50(17.5 - 4.41)^2 = 16995.09 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M^{ser}}{I} = \frac{4037}{16995.09} = 0.24$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.24 \times 4.41 = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 47.124 \text{ MPa}$$

- **Contrainte admissibles :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{t28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = 1.06 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 47.124 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

7.3.2.2 Sens y-y :

➤ Etat limite ultime (E. L.U) :

$$M_{ty}^u = 1.428 \text{ KN.m}$$

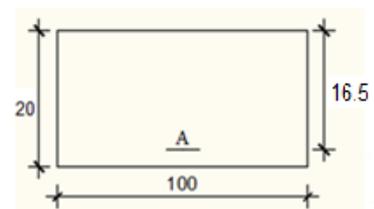


Figure 61 : Section de calcul en travée (x-x).

- **Calcul des ferrailages :**

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1.428 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 16.5^2} = 0.004 < 0.392$$

⇒ (acier FeE400) ⇒ A' n'existe pas ; $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.004}) = 0.05$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.05 = 0.998$$

$$A_{st} = \frac{M_{ty}^u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1.428 \times 10^3}{0.998 \times 348 \times 16.5} = 0.25 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]**

Acier Fe400 : $A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m}_L$

- **Conditions exigées par le RPA99/V2003 :**

$A_{\min\text{RPA}} = 0,0001 \times b \times h = 0.2 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min\text{RPA}}) \Rightarrow A = 1.6 \text{ cm}^2/\text{m}_L$

- **Choix des armatures :**

7T10/m_L \longrightarrow $A = 5.50 \text{ cm}^2/\text{m}_L$.

(T10 \longrightarrow $e = 15\text{cm}$).

$$M_t^{\text{ser}} = 1.674 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \times 5.50}{100} = 0.825 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 16.5 \times 0.825 = 27.23$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.825 + \sqrt{0.825^2 + 27.23} = 4.46 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 4.46^2}{3} + 15 \times 5.50(16.5 - 4.46)^2 = 12622.38 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M^{\text{ser}}}{I} = \frac{1674}{12622.38} = 0.13$$

$$\sigma_b = k \times y_1 = 0.13 \times 4.46 = 0.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_1) = 23.48 \text{ MPa}$$

- **Contrainte admissibles :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{t28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = 0.58 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 23.48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues.

Tableau 27 : Tableau de ferrailage du voile périphérique

Sens	A_{CAL} [cm ² /m _L]	A_{min} [cm ² /m _L]	A_{minRPA} [cm ² /m _L]	Choix	$A_{Adopté}$ [cm ² /m _L]	Espacement [cm]
X-X	0,945	1,2	0.2	7T10	5,50	15
Y-Y	0,25	1,2	0.2	7T10	5,50	15

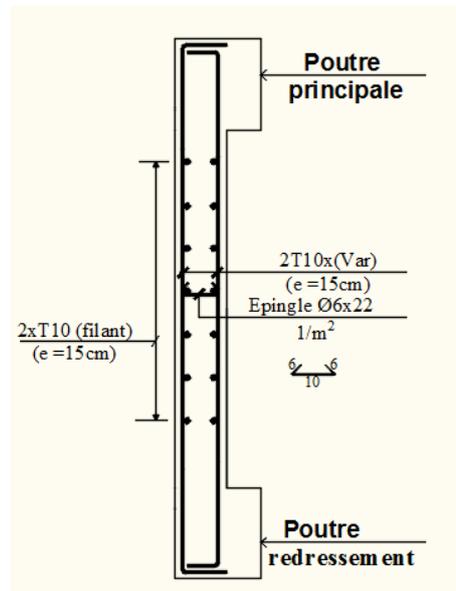


Fig.VIII.14 : Ferrailage du voile périphérique.

Chapitre 8 :
Etude du fondation

8 ETUDE DU FONDATION

8.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas dessemelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- ❖ Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- ❖ Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable engrangeur et en direction.
- ❖ Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

a. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ❖ Les semelles continuent sous mur.
- ❖ Les semelles continuent sous poteaux.
- ❖ Les semelles isolées.
- ❖ Les radiers.

b. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- ❖ Les pieux.
- ❖ Les puits.

8.2 Choix du type de fondation :

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 2.5 bars d'après le rapport géotechniques de la surface d'impact du bâtiment de **687.89 m²**, ainsi que le poids de la structure **W = 28504352,80 KN**, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- ❖ Semelle filante.
- ❖ Radier évider.
- ❖ Radier général.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : $\frac{S_S}{S_B} < 50 \%$.

Avec :

S_S : Est la surface de la semelle.

S_B : Est la surface d'impact du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_S} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}} S_S \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}$$

Avec : $N_{\text{ser}} = G + Q$

N_{ser} : Effort normal dû aux charges verticales.

On a : $N = 49579.06 + 6342.77 = \mathbf{55921.83 \text{ KN}}$

$$S_S = \frac{55921.83}{250} = \mathbf{223.69 \text{ m}^2}$$

Vérification :

$$\frac{S_S}{S_B} \leq 0.5 \Rightarrow \frac{223.69}{382.78} = 0.58 > 0.5$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation. Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- ❖ L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure. La réduction des tassements différentiels.
- ❖ Néglige l'hétérogénéité du sol.
- ❖ La facilité de son exécution.

8.3 Etude de radier :

8.3.1 Pré dimensionnement du radier :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles

de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- ❖ Condition de rigidité.
- ❖ Condition forfaitaire.
- ❖ Condition de non cisaillement.
- ❖ Condition de non poinçonnement.

8.3.1.1 Condition de rigidité :

$$\text{Radier } L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \text{ et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

L_e : Est la longueur élastique.

L_{\max} : La plus grande distance entre deux poteaux = 5.20 m.

b : Largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

E : Module de déformation 3.2×10^6 MPa

I : Inertie d'une bande de 1m du radier $I = \frac{bh_r^3}{12}$.

h_r : Hauteur du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen. $K = 40$ MN/m³.

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2l}{\pi}\right)^4} = \sqrt[3]{\frac{3 \times (40)}{(3,2 \cdot 10^4)} \left(\frac{2 \times 5,2}{3,14}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0,77 \text{ m}$$

$$\Rightarrow h = 80 \text{ cm}$$

8.3.1.2 Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{5,20}{8} \leq h \leq \frac{5,20}{5} \Rightarrow 0,65 \leq h \leq 1,04$$

$$h_r = 1.00 \text{ m}$$

8.3.1.3 Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :

Pour le panneau le plus défavorable :

On a :

$$\begin{cases} L_x = 500 \text{ m} \\ L_y = 520 \text{ m} \end{cases}$$

Avec : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{T_{max}}{b \times 0.9 \times d}$$

La fissuration est préjudiciable : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 2.5 \text{ MPa}$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{500}{520} = 0.96 > 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{Donc la dalle travaille dans les deux directions.}$$

Donc :

$$T_x = q \frac{L_x \times L_y}{(2L_x + L_y)} \text{ et } T_y = q \frac{L_x}{3}$$

q : charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_r} = \frac{55921.83}{484.19} = 115.49 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 115.49 \times \frac{5.20 \times 5}{(2 \times 5 + 5.20)} = 197.55 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = 115.49 \times \frac{5}{3} = 192.48 \text{ KN/ml}$$

$$T_{max} = (T_x ; T_y) = 197.55 \text{ KN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{max}}{0.9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{197.48}{0.9 \times 1 \times 2.5 \times 10^3} = 0.088 \text{ m} = 8.8 \text{ cm}$$

8.3.1.4 Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

U_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1)$$

$$\begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) = 2(a + h + b + h) = 2 \times (0.7 + h + 0.7 + h) = 2.8 + 4h$$

N_u : Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier, calculé à l'ELU.

Pour notre structure $N_u = 16.67 \text{ KN}$ appliquée sur une voile de section $(40 \times 430) \text{ cm}^2$

$$N_u \leq 0.045 \times (2.8 + 4h) \times h \times 16.67$$

$$2.1h + 3h^2 - 2.53 \geq 0$$

on aura : $h \geq 0.62 \text{ m} \Rightarrow h \geq 62 \text{ cm}$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment ; on prend la hauteur du radier égale

$h = 140 \text{ cm}$.

- **Hauteur de la nervure :**

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{520}{10} = 52 \text{ cm}$$

On prendra $h_n = 70 \text{ cm}$

- **Epaisseur de la dalle du radier :**

$$e \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{520}{20} = 26 \text{ cm}$$

On prendra $e = 70 \text{ cm}$

8.3.2 Pré dimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h \text{ [BAEL91]}$$

$$b_1 \leq \min \left[\frac{L_y - b_0}{2}; \frac{L_x}{10} \right]$$

$$L_x = 500 \text{ cm}; L_y = 520 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{520 - 50}{2} = 235 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq 49 \text{ cm on prend } b_1 = 45 \text{ cm}$$

$$b = b_0 + 2b_1 = 50 + 2 \times 45 = 140 \text{ cm}$$

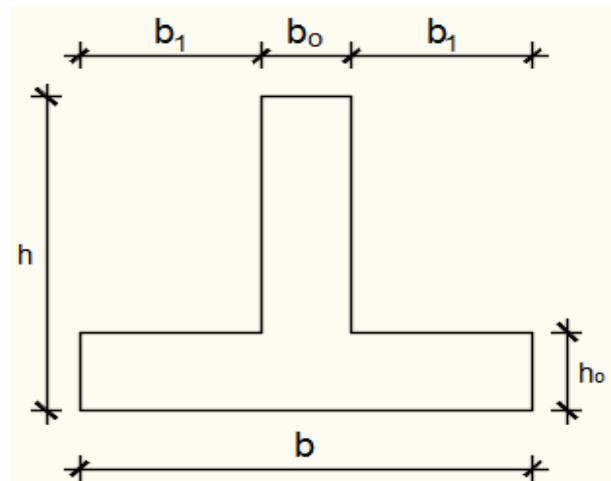


Figure 62: dimensions de la poutre.

Tableau 28 : Tableau récapitulatif des dimensions des poutres des redressements

Type des poutres	H [cm]	h ₀ [cm]	b ₀ [cm]	b ₁ [cm]	B [cm]
Poutre principale	140	70	50	45	140
Poutre secondaire	140	70	50	45	140

8.3.2.1 Détermination des sollicitations :

- **Caractéristiques du radier :**

$$h = 120 \text{ cm} ; h_0 = 70 \text{ cm} ; h_n = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier} : S = 484.19 \text{ m}^2$$

$$\text{Inerties du radier} : I_{XX} = 25184,52 \text{ m}^4 ; I_{YY} = 15507,43 \text{ m}^4$$

$$\text{Abscisses du centre de gravité du radier} : V_x = 11,83 \text{ m} ; V_y = 12,38 \text{ m}$$

8.4 Déterminations des sollicitations :

Caractéristiques du radier :

$$h_r = 120 \text{ cm} \text{ et surface du radier} : S = 484.19 \text{ cm}^2$$

8.5 Combinaison d'action :

8.5.1 Vérification des contraintes sous radier :

- ❖ **A L'ELU :**

Remarque : D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 1.5, donc : $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ MPa}$ par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 4.36 + 0.76}{4} = 3.46 \text{ MPa}$$

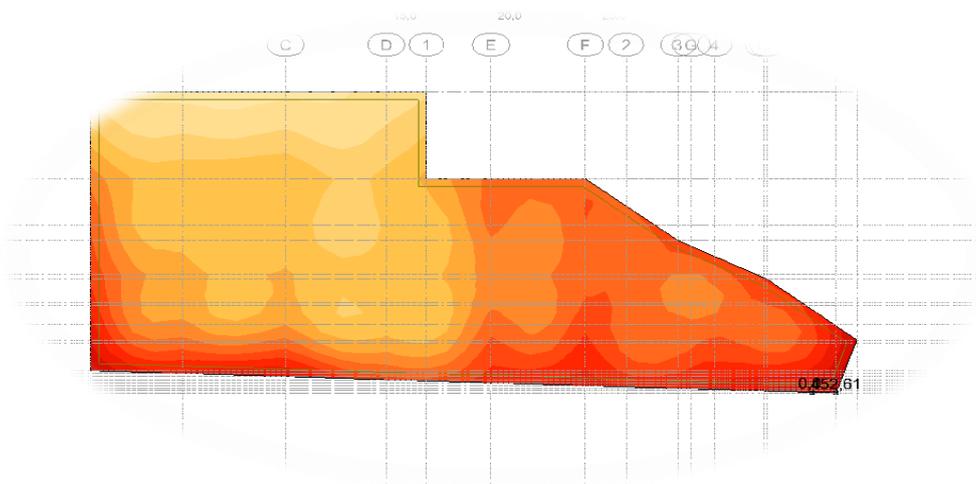


Figure 6.2 : Cartographies A L'ELU.

❖ A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 3.2 + 0.584}{4} = 2.54 \text{ MPa}$$

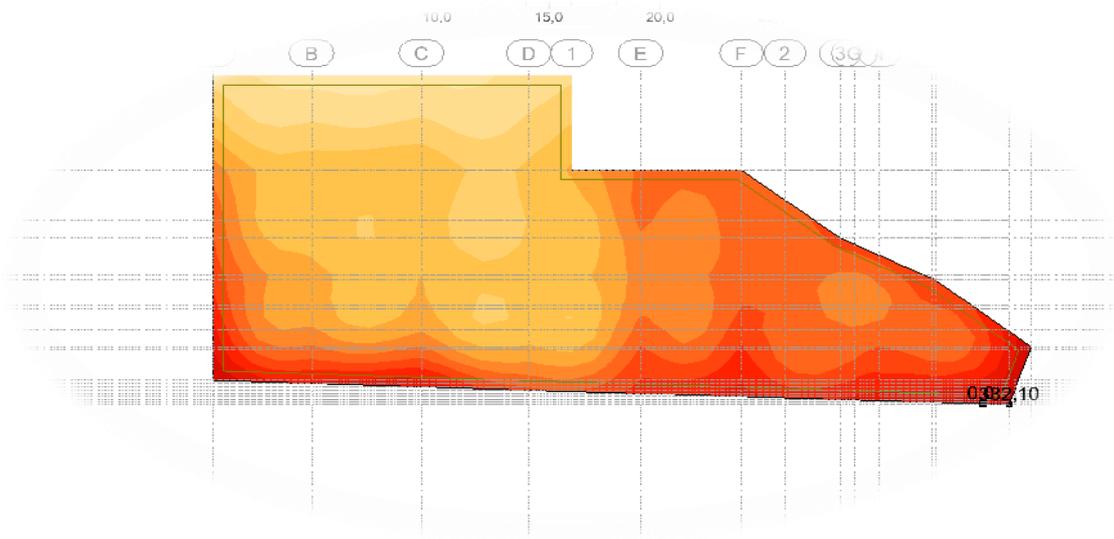


Figure 6.3 : Cartographies A L'ELS.

8.5.2 Vérification de l'effet de sous pression :

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

$$p > 1.5 \times S \times \gamma \times Z$$

Où :

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

$$28504352,80 \text{ KN} > 1.5 \times 484.19 \times 10 \times 3.69$$

28504352,80 KN > 26799.92 KN Condition vérifiée.

8.6 Ferrailage du radier :

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{500}{520} = 0.96$$

$$\text{si } 0.4 < p < 1$$

Donc la dalle portent en deux sens.

$$q_u = \sigma_m \times 1m = 346 \times 1 = 346 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_m \times 1m = 254 \times 1 = 254 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des moments fléchissant et moments réduits (Méthode B.A.E.L 91) :

Tableau 29: Calcul des moments fléchissant et moments réduits (Méthode B.A.E.L 91) :

sens x			sens y			
ELU	ELS		ELU	ELS		
0,0401	0,0474		0,9092	0,9385		μ
346,865	301,701		315,370	283,146		moment
Travée	Appuis		Travée	Appuis		
0,75	0,5	0,5	0,85	0,5	0,3	coeff
260,149	173,433	173,433	268,064	157,685	94,611	q_u
226,276	150,851	150,851	240,674	141,573	84,944	q_s

8.6.1 Sens xx :

8.6.1.1 En travée :

- **Calcul des ferrailages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{260.149 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 63^2} = 0.046 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.046}) = 0.059$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.059 = 0.976$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{260.149 \times 10^3}{0.976 \times 348 \times 63} = 12.16 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 35 \times \frac{2.1}{400} = 7.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 7.61 \text{ cm}^2 < A_t = 12.16 \text{ cm}^2$$

Soit : 14T16 = **28.15 cm²** avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm/ml}$

- **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(80 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification à l'ELS :**

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

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 422.5 \times yl - 26601.75$$

$$yl = \mathbf{19.23}$$

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 28.15^2}{3} + 15 \times (28.15 \times (63 - 19.23)^2)$$

$$I = \mathbf{1045989.22 \text{ cm}^4}$$

- **Vérification des Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{266.276 \times 10^3}{1045989.22} \times 19.23 = \mathbf{4.16 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = 4.16 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification des Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 266.276 \times 10^3}{1045989.22} \times (63 - 19.23) = \mathbf{190.93 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = 190.93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$ Condition non vérifiée.

8.6.1.2 En appuis :

- Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{173.44 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 63^2} = \mathbf{0.031} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.031}) = \mathbf{0.039}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.039 = \mathbf{0.984}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{173.44 \times 10^3}{0.984 \times 348 \times 63} = \mathbf{8.04 \text{ cm}^2}$$

Soit : 10T14 = $\mathbf{15.39 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $S_t = \mathbf{10 \text{ cm/ml}}$

➤ Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 63 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{7.61 \text{ cm}^2}$$

$A_{\min} = \mathbf{7.61 \text{ cm}^2} < A_a = \mathbf{15.39 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

- Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(140 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

➤ Vérification à l'ELS :

- Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 230.85 \times yl - 14543.55$$

$$yl = \mathbf{14.90}$$

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 14.90^2}{3} + 15 \times (15.39 \times (63 - 14.9)^2)$$

$$I = \mathbf{644361.83 \text{ cm}^4}$$

- **Vérification des Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{150.851 \times 10^3}{644361.83} \times 14.9 = \mathbf{3.49 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{3.49 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

- **Vérification des Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 150.851 \times 10^3}{644361.83} \times (63 - 14.9) = \mathbf{168.90 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = \mathbf{168.90 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

8.6.2 Sens y-y :

8.6.2.1 En travée :

- **Calcul des ferrillages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{268.064 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 63^2} = \mathbf{0.048} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.048}) = \mathbf{0.061}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.061 = \mathbf{0.976}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{268.064 \times 10^3}{0.976 \times 348 \times 63} = \mathbf{12.54 \text{ cm}^2}$$

Soit : 15T16 = $\mathbf{30.16 \text{ cm}^2}$ avec un espacement St = $\mathbf{7 \text{ cm/ml}}$

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 63 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{7.61 \text{ cm}^2}$$

$A_{min} = \mathbf{7.61 \text{ cm}^2} < A_a = \mathbf{30.16 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

- **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(140 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification à l'ELS :**

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

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 452.4 \times yl - 28501.2$$

$$yl = \mathbf{19.78}$$

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 19.78^2}{3} + 15 \times (30.16 \times (63 - 19.78)^2)$$

$$I = \mathbf{1103031.98 \text{ cm}^4}$$

- **Vérification des Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{240.674 \times 10^3}{1103031.98} \times 19.78 = \mathbf{4.31 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{4.31 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification des Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 240.674 \times 10^3}{1103031.98} \times (63 - 19.78) = \mathbf{192.07 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = \mathbf{192.07 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$ **Condition vérifiée.**

8.6.2.2 En appuis :

- **Calcul des ferrailages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{157.685 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 63^2} = \mathbf{0.028} < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = \mathbf{0.036}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.036 = \mathbf{0.986}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{157.685 \times 10^3}{0.986 \times 348 \times 63} = \mathbf{7.3 \text{ cm}^2}$$

Soit : 10T14 = **15.39 cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

➤ **Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 63 \times \frac{2.1}{400} = \mathbf{7.60 \text{ cm}^2}$$

$A_{min} = 7.6 \text{ cm}^2 < A_a = 15.39 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

- **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification à l'ELS :**

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

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 230.85 \times yl - 14543.55$$

$$yl = \mathbf{14.90}$$

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 14.90^2}{3} + 15 \times (15.39 \times (63 - 14.90)^2)$$

$$I = \mathbf{644361.83 \text{ cm}^4}$$

- **Vérification des Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{141.573 \times 10^3}{644361.83} \times 14.9 = \mathbf{3.27 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{3.27 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

- **Vérification des Contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.66 ; 201.63) = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 141.573 \times 10^3}{644361.83} \times (63 - 14.9) = \mathbf{196.84 \text{ MPa}}$$

$\sigma_s = \mathbf{196.84 \text{ MPa}} \leq \bar{\sigma}_s = \mathbf{201.63 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

8.6.3 Ferrailage de la poutre nervure :

Table 30 : ferrailage de la poutre nervure.

	A cal cm ²	A min cm ²	A RPA cm ²	A choix cm ²	
En travée	28.82	6.28	28	49.09	4T20+8T16+2T12
En appuis	24.7	6.28	28	37.7	4T20+8T16+2T12

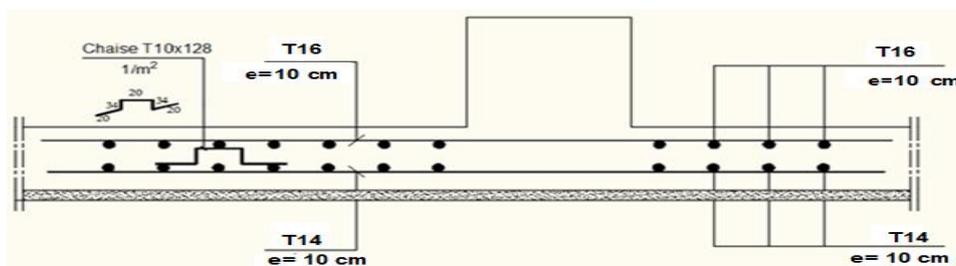


Figure 4 : Ferrailage de la dalle.

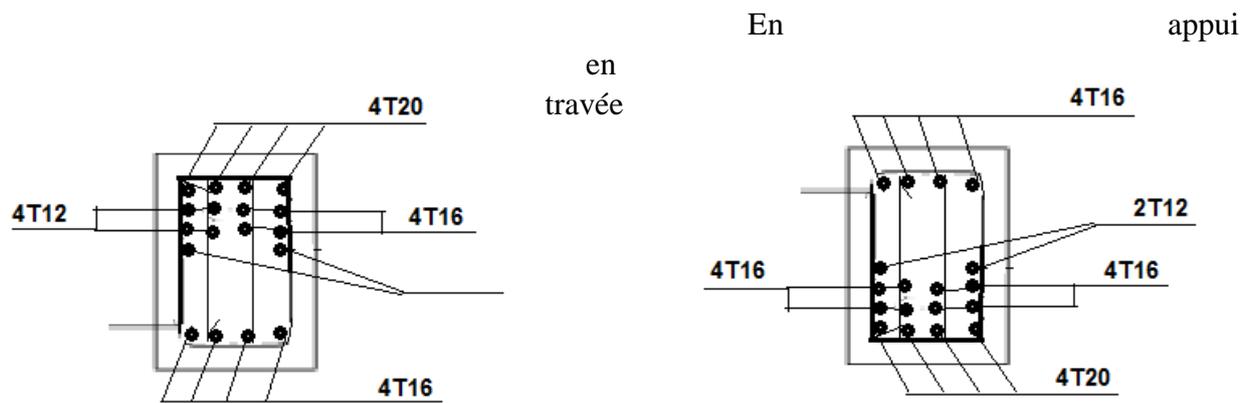


Figure 5 : Ferrailage de la nervure.

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur les parties étudiées.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Nous avons remarqué que la quantité de voile n'implique pas un bon comportement de la structure, mais la disposition optimale de ces derniers, c'est-à-dire le rapprochement maximal du centre des masses avec le centre torsion donne des résultats satisfaisants et qui se traduit par une économie sur l'utilisation du béton et de l'acier, en infrastructure et en superstructure, tout en respectant la réglementation en vigueur, comme c'est le cas dans notre projet.

Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Bibliographie

- **Livre :**

[1]. HENRY THONIER : « formulaire ; conception et calcul des structures »

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées ; Édition - 5 novembre 1999.

[2]. JEAN- PIERRE MOUGIN : « B.A.E.L 91 calcul des éléments simples et des structures

Des bâtiments » Edition EYROLLES PARIS 1992.

[3]. M.BELAZOUGHI : « calcul des ouvrages en béton armé » Edition office des

Publications universitaires ALGER 1992.

- **Règlements :**

[4]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : «DTR – B.C.2.2 charges permanentes et charges

D'exploitation » Edition office des publications universitaires ALGER 1989.

[5]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : «DTR – B.C.2.41 règles de conception et de calcul

Des structures en béton armé CBA93 » Edition office des publications universitaires

ALGER 1992.

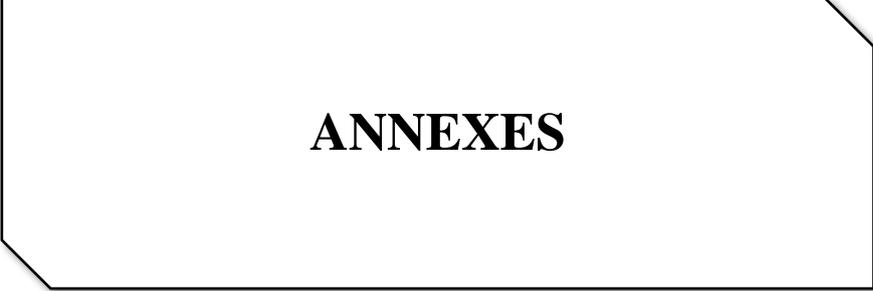
[6]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : « DTR – B.C.2.48 règles parasismique algérienne

RPA 99(version2003) » Edition office des publications universitaires ALGER 2003.

- **Logiciels et programmes :**

- ✓ AUTOCAD 2018 (Dessin)

- ✓ ROBOT 2019 (Analyse des structures).



ANNEXES

Annexes n° 01 :

Tableau section des armatures en cm² :

∅	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,08	12,57
2	0,4	0,56	1,0	1,58	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,16	25,14
3	0,6	0,84	1,5	2,37	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,24	37,71
4	0,8	1,12	2,0	3,16	4,52	6,16	8,04	12,56	19,64	32,32	50,28
5	1	1,4	2,5	3,95	5,65	7,7	10,05	15,7	24,55	40,4	62,85
6	1,2	1,68	3,0	4,74	6,78	9,24	12,06	18,84	29,46	48,48	75,42
7	1,4	1,96	3,5	5,53	7,91	10,78	14,07	21,98	34,37	56,56	87,99
8	1,6	2,24	4,0	6,32	9,04	12,32	16,08	25,12	39,28	64,64	100,56
9	1,8	2,52	4,5	7,11	10,17	13,86	18,09	28,26	44,19	72,72	113,13
10	2	2,8	5,0	7,9	11,3	15,4	20,1	31,4	49,1	80,8	125,7
11	2,2	3,08	5,5	8,69	12,43	16,94	22,11	34,54	54,01	88,88	138,27
12	2,4	3,36	6,0	9,48	13,56	18,48	24,12	37,68	58,92	96,96	150,84
13	2,6	3,64	6,5	10,27	14,69	20,02	26,13	40,82	63,83	105,04	163,41
14	2,8	3,92	7,0	11,06	15,82	21,56	28,14	43,96	68,74	113,12	175,98
15	3	4,2	7,5	11,85	16,95	23,1	30,15	47,1	73,65	121,2	188,55
16	3,2	4,48	8,0	12,64	18,08	24,64	32,16	50,24	78,56	129,28	201,12
17	3,4	4,76	8,5	13,43	19,21	26,18	34,17	53,38	83,47	137,36	213,69
18	3,6	5,04	9,0	14,22	20,34	27,72	36,18	56,52	88,38	145,44	226,26
19	3,8	5,32	9,5	15,01	21,47	29,26	38,19	59,66	93,29	153,52	238,83
20	4	5,6	10,0	15,8	22,6	30,8	40,2	62,8	98,2	161,6	251,4

Annexes n° 02 :

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexes n° 03 :

Valeurs de $\alpha_1, \mu_1', \mu_1, k_1$ et ρ_1 en fonction de β_1 .

β_1	α_1	μ_1'	μ_1	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ_1'	μ_1	k_1	ρ_1
0,905	0,285	0,1290	0,00343	37,63	0,379	0,865	0,405	0,1752	0,00795	22,04	0,919
0,904	0,288	0,1302	0,00351	37,08	0,388	0,864	0,408	0,1763	0,00810	21,76	0,937
0,903	0,291	0,1314	0,00359	36,55	0,398	0,863	0,411	0,1773	0,00825	21,50	0,956
0,902	0,294	0,1326	0,00368	36,02	0,408	0,862	0,414	0,1784	0,00840	21,23	0,975
0,901	0,297	0,1338	0,00377	35,50	0,418	0,861	0,417	0,1795	0,00856	20,97	0,994
0,900	0,300	0,1350	0,00386	35,00	0,429	0,860	0,420	0,1806	0,00872	20,71	1,014
0,899	0,303	0,1362	0,00395	34,50	0,439	0,859	0,423	0,1817	0,00888	20,46	1,034
0,898	0,306	0,1374	0,00404	34,02	0,450	0,858	0,426	0,1828	0,00904	20,21	1,054
0,897	0,309	0,1386	0,00413	33,54	0,461	0,857	0,429	0,1838	0,00921	19,96	1,074
0,896	0,312	0,1398	0,00423	33,08	0,472	0,856	0,432	0,1849	0,00938	19,72	1,095
0,895	0,315	0,1410	0,00432	32,62	0,483	0,855	0,435	0,1860	0,00955	19,48	1,116
0,894	0,318	0,1421	0,00442	32,17	0,494	0,854	0,438	0,1870	0,00972	19,25	1,138
0,893	0,321	0,1433	0,00452	31,73	0,506	0,853	0,441	0,1881	0,00989	19,01	1,160
0,892	0,324	0,1445	0,00462	31,30	0,518	0,852	0,444	0,1891	0,01007	18,78	1,182
0,891	0,327	0,1457	0,00472	30,87	0,530	0,851	0,447	0,1902	0,01025	18,56	1,204
0,890	0,330	0,1468	0,00482	30,45	0,542	0,850	0,450	0,1913	0,01043	18,33	1,227
0,889	0,333	0,1480	0,00492	30,04	0,554	0,849	0,453	0,1923	0,01062	18,11	1,251
0,888	0,336	0,1492	0,00503	29,64	0,567	0,848	0,456	0,1933	0,01081	17,89	1,274
0,887	0,339	0,1503	0,00514	29,25	0,580	0,847	0,459	0,1944	0,01100	17,68	1,298
0,886	0,342	0,1515	0,00525	28,86	0,593	0,846	0,462	0,1954	0,01119	17,47	1,322
0,885	0,345	0,1527	0,00536	28,48	0,606	0,845	0,465	0,1965	0,01138	17,26	1,347
0,884	0,348	0,1538	0,00547	28,10	0,619	0,844	0,468	0,1975	0,01158	17,05	1,372
0,883	0,351	0,1550	0,00559	27,73	0,633	0,843	0,471	0,1985	0,01178	16,85	1,398
0,882	0,354	0,1561	0,00570	27,37	0,647	0,842	0,474	0,1996	0,01199	16,65	1,424
0,881	0,357	0,1573	0,00582	27,02	0,661	0,841	0,477	0,2006	0,01219	16,45	1,450
0,880	0,360	0,1584	0,00594	26,67	0,675	0,840	0,480	0,2016	0,01241	16,25	1,477
0,879	0,363	0,1595	0,00606	26,32	0,690	0,839	0,483	0,2026	0,01262	16,06	1,504
0,878	0,366	0,1607	0,00618	25,98	0,704	0,838	0,486	0,2036	0,01283	15,86	1,532
0,877	0,369	0,1618	0,00631	25,65	0,719	0,837	0,489	0,2046	0,01306	15,67	1,560
0,876	0,372	0,1629	0,00643	25,32	0,735	0,836	0,492	0,2057	0,01328	15,49	1,588
0,875	0,375	0,1641	0,00656	25,00	0,750	0,835	0,495	0,2067	0,01351	15,30	1,617
0,874	0,378	0,1652	0,00669	24,68	0,766	0,834	0,498	0,2077	0,01373	15,12	1,647
0,873	0,381	0,1663	0,00682	24,37	0,782	0,833	0,501	0,2087	0,01397	14,94	1,677
0,872	0,384	0,1674	0,00696	24,06	0,798	0,832	0,504	0,2097	0,01420	14,76	1,707
0,871	0,387	0,1685	0,00709	23,76	0,814	0,831	0,507	0,2107	0,01444	14,59	1,738
0,870	0,390	0,1697	0,00723	23,46	0,831	0,830	0,510	0,2117	0,01469	14,41	1,769
0,869	0,393	0,1708	0,00737	23,17	0,848	0,829	0,513	0,2126	0,01493	14,24	1,801
0,868	0,396	0,1719	0,00751	22,88	0,865	0,828	0,516	0,2136	0,01518	14,07	1,834
0,867	0,399	0,1730	0,00766	22,59	0,883	0,827	0,519	0,2146	0,01544	13,90	1,867
0,866	0,402	0,1741	0,00780	22,31	0,901	0,826	0,522	0,2156	0,01569	13,74	1,900

Annexes n° 04 :

β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1
0,825	0,525	0,2165	0,01595	13,57	1,934	0,785	0,645	0,2532	0,03066	8,26	3,906
0,824	0,528	0,2175	0,01622	13,41	1,969	0,784	0,648	0,2540	0,03117	8,15	3,976
0,823	0,531	0,2185	0,01649	13,25	2,004	0,783	0,651	0,2549	0,03170	8,04	4,048
0,822	0,534	0,2195	0,01677	13,09	2,040	0,782	0,654	0,2557	0,03222	7,93	4,121
0,821	0,537	0,2204	0,01704	12,93	2,076	0,781	0,657	0,2565	0,03276	7,83	4,195
0,820	0,540	0,2214	0,01733	12,78	2,113	0,780	0,660	0,2574	0,03331	7,73	4,271
0,819	0,543	0,2224	0,01762	12,62	2,151	0,779	0,663	0,2582	0,03387	7,62	4,348
0,818	0,546	0,2233	0,01791	12,47	2,189	0,778	0,666	0,2591	0,03444	7,52	4,427
0,817	0,549	0,2243	0,01820	12,32	2,228	0,777	0,669	0,2599	0,03502	7,42	4,507
0,816	0,552	0,2252	0,01850	12,17	2,267	0,776	0,672	0,2607	0,03561	7,32	4,589
0,815	0,555	0,2261	0,01880	12,03	2,307	0,775	0,675	0,2616	0,03621	7,22	4,673
0,814	0,558	0,2271	0,01911	11,88	2,348	0,774	0,678	0,2624	0,03683	7,12	4,759
0,813	0,561	0,2280	0,01943	11,74	2,390	0,773	0,681	0,2632	0,03746	7,03	4,846
0,812	0,564	0,2290	0,01975	11,60	2,432	0,772	0,684	0,2640	0,03810	6,93	4,935
0,811	0,567	0,2299	0,02007	11,46	2,475	0,771	0,687	0,2648	0,03876	6,83	5,026
0,810	0,570	0,2309	0,02040	11,32	2,519	0,770	0,690	0,2657	0,03942	6,74	5,119
0,809	0,573	0,2318	0,02073	11,18	2,563	0,769	0,693	0,2665	0,04010	6,65	5,214
0,808	0,576	0,2327	0,02107	11,04	2,608	0,768	0,696	0,2673	0,04079	6,55	5,312
0,807	0,579	0,2336	0,02142	10,91	2,654	0,767	0,699	0,2681	0,04150	6,46	5,411
0,806	0,582	0,2345	0,02178	10,77	2,701	0,766	0,702	0,2689	0,04222	6,37	5,512
0,805	0,585	0,2355	0,02213	10,64	2,749	0,765	0,705	0,2697	0,04295	6,28	5,616
0,804	0,588	0,2364	0,02249	10,51	2,797	0,764	0,708	0,2705	0,04370	6,19	5,722
0,803	0,591	0,2373	0,02286	10,38	2,847	0,763	0,711	0,2712	0,04447	6,10	5,831
0,802	0,594	0,2382	0,02322	10,25	2,897	0,762	0,714	0,2720	0,04527	6,01	5,942
0,801	0,597	0,2391	0,02361	10,13	2,948	0,761	0,717	0,2728	0,04608	5,92	6,055
0,800	0,600	0,2400	0,02400	10,00	3,000	0,760	0,720	0,2736	0,04690	5,83	6,171
0,799	0,603	0,2409	0,02440	9,87	3,053	0,759	0,723	0,2744	0,04774	5,75	6,290
0,798	0,606	0,2418	0,02480	9,75	3,107	0,758	0,726	0,2752	0,04860	5,66	6,412
0,797	0,609	0,2427	0,02520	9,63	3,162	0,757	0,729	0,2759	0,04948	5,58	6,537
0,796	0,612	0,2436	0,02561	9,51	3,218	0,756	0,732	0,2767	0,05038	5,49	6,665
0,795	0,615	0,2445	0,02603	9,39	3,275	0,755	0,735	0,2775	0,05131	5,41	6,795
0,794	0,618	0,2453	0,02646	9,27	3,333	0,754	0,738	0,2782	0,05227	5,32	6,929
0,793	0,621	0,2462	0,02690	9,15	3,392	0,753	0,741	0,2790	0,05323	5,24	7,067
0,792	0,624	0,2471	0,02734	9,04	3,452	0,752	0,744	0,2797	0,05420	5,16	7,207
0,791	0,627	0,2480	0,02779	8,92	3,513	0,751	0,747	0,2805	0,05520	5,08	7,352
0,790	0,630	0,2488	0,02825	8,81	3,576	0,750	0,750	0,2812	0,05624	5,00	7,500
0,789	0,633	0,2497	0,02871	8,70	3,639	0,749	0,753	0,2820	0,05731	4,92	7,652
0,788	0,636	0,2506	0,02919	8,58	3,704	0,748	0,756	0,2827	0,05840	4,84	7,808
0,787	0,639	0,2514	0,02968	8,47	3,770	0,747	0,759	0,2835	0,05952	4,76	7,968
0,786	0,642	0,2523	0,03017	8,36	3,838	0,746	0,762	0,2842	0,06067	4,68	8,132

