



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



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M...../GCA/2020

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**Etude d'un bâtiment (Sous-sol +R.D.C + 10 étages)
à usage multiple**

Présenté par :

1. Mr CHOUARFIA Abderrahmane
2. Mr MANAMANNI Mohamed Hacene

Soutenu le : 29 /06 / 2020 devant le jury composé de :

Président : Mr KADRI Tahar

Examineur : Mr MEHALA Tewfik

Examineur : Mr REZIGUA Ahmed

Encadreur: Mr AMMAR BRAHIM

Année Universitaire : 2019 / 2020

Remerciements

Nous tenons tout particulièrement à adresser notre gratitude et notre profond respect à notre encadreur , Mr AMMAR Brahim , pour avoir guidé et enrichi notre travail, par sa disponibilité, ses précieux conseils ainsi que son souci du détail, qui ont abouti à la réalisation de ce mémoire.

Nos remerciements vont également, aux membres du jury pour avoir accepté d'examiner notre travail et de l'améliorer grâce à leurs suggestions.

Nous souhaitons par ailleurs, adresser nos remerciements, au corps professoral et administratif de l'université de Mostaganem ; sans oublier de citer nommément Mr HAMMOU (C.T.C) et les ingénieurs de la société REAPROM.

Nous exprimons nos profonds remerciements, à nos parents respectifs, ainsi qu'aux personnes qui nous ont soutenu, de près ou de loin au cours de la réalisation de ce projet de fin d'études.

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple constitué d'un sous-sol, un rez-de-chaussée plus dix étages implanté à Kharouba. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003.

Cette étude se compose de quatre parties :

La première partie est la description générale du projet avec une présentation des éléments du bâtiment et les caractéristiques de différents matériaux, ensuite le pré-dimensionnement de la structure et enfin la descente de charges.

La deuxième partie a été consacrée à l'étude des éléments secondaires (poutrelles, dalle pleine, escalier, balcon et acrotère).

La troisième partie consiste à modélisée la structure en utilisant le logiciel «Etabs nonlinear v18.0.2» afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charges sismiques).

Enfin la quatrième partie et la dernière comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres et voiles). Cette étude est menée en tenant compte des recommandations du [BAEL91], les règlements parasismiques algériens [RPA 99/2003] et les documents techniques.

Mots clés : Tour, béton, béton armé, modélisation, étude dynamique.

ملخص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لمبنى مكون من طابق تحت الأرض زائد طابق ارضي و 10 طوابق علوية.

اشتملت الدراسة على أربعة محاور:

- **المحور الأول:** تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع والبنية، مع إعطاء الأبعاد الأولية للعناصر والحمولات كل عنصر المكونة لها.
- **المحور الثاني:** لقد خصص لدراسة العناصر الثانوية من البنية (الدرج، شرفة والبلاطات المفرغة والمملوءة ... إلخ).
- **المحور الثالث:** تم تنفيذ الدراسة الديناميكية للبنية بواسطة برنامجي: Etabs nonlinear v18.0.2 والذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليح مختلف العناصر المكونة للبنية.
- **المحور الرابع:** يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنية (مؤسسة، والأعمدة والدعامات وأشرعة) اعتمادا على:

« BAEL 91 révisée 99 » و « RPA 99 / version 2003 »

كلمات المفتاحية: البرج، الخرسانة، الخرسانة المسلحة، النمذجة دراسة ديناميكية.

Abstract

This project presents a detailed study of a multi-use building consists of a basement, a ground floor plus ten floors located in Kharouba.

This study consists of four parts :

The first part is the general description of the project with a presentation of building elements and characteristics of different materials, then the pre-design of the structure and finally lowering loads.

The second part was devoted to the study of secondary elements (beams, solid slab, staircase, balcony and parapet). Modeling structure was realized in the third part by the software "Etabs nonlinear v18.0.2" to determine the various stresses due to loads (permanent loads, exploitation and seismic loads).

The last part includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (foundation, columns and beams).

This study is conducted taking into account the recommendations of [BAEL91], Algerian seismic regulations [RPA 99/2003] and technical documents.

Keywords : tower, concrete, reinforced concrete, modeling and dynamic analysis.

SOMMAIRE

I- INTRODUCTION ET HYPOTHESE DE CALCULE

I. Introduction :.....	01
I.1 /- Présentation de l'ouvrage :.....	02
I.2 /- caractéristiques générales :.....	02
I.2.1 /- Caractéristiques géométriques de la tour :.....	02
I.2.2 /- caractéristiques géotechnique du sol :.....	03
I.2.3 /- caractéristiques techniques :.....	04
I.3 /- les matériaux :.....	04
I.3.1 /- le béton :.....	04
I.3.2 /- aciers :.....	04
I.3.2.1 /- module d'élasticité longitudinal :.....	05
I.3.2.2 /- contraintes limites :.....	05

II- PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS RESISTANT DE LA STRUCTURE

II.1 /- introduction :.....	06
II.2 /-pré-dimensionnements des poutres :.....	06
II.2.1 /- poutres principales :.....	06
II.2.2 /- poutres secondaires :.....	07
II.3 /- prédimensionnements des planchers :.....	08
II.3.1 /-Plancher a corps creux :.....	08
II.3.2 /- Plancher à dalle pleine :.....	09
II.4 /-Descente de charges :.....	10
II.4.1/- Plancher terrasse inaccessible :.....	10
II.4.2/- Plancher étage courant :.....	11
II.4.3/- Dalle pleine du RDC (plancher haut du sous-sol) :.....	12

II.5 /- Pré-dimensionnement des poteaux :.....	13
II.5.1 /- les conditions de pré-dimensionnement des poteaux :.....	13
II.5.2 /- Dégression des surcharges d'exploitation :.....	15
II.5.3 /- Calculs de la section du poteau :.....	16

III- ETUDE DES PLANCHERS

III.1 /- Introduction :.....	19
III.2 /- Plancher corps creux :.....	19
III.2.1 /- Détermination des dimensions des poutrelles :.....	19
III.2.2 /- Ferrailage de la dalle de compression :.....	21
III.2.3 /- Evaluation des charges :	21
III.2.4 /- Méthode de calcul :.....	22
III.2.4.1 /- Choix de la méthode de calcul :.....	22
III.2.4.2 /- Principe des méthode choisies :	24
III.2.5 Exemple de calcul des poutrelles :	26
III.2.6 /- ferrailage des poutrelles :	33
III.2.6.1 /- calcul des armatures longitudinales :.....	33
III.2.6.2 /- Calcul des armatures transversales :.....	37
III.2.7 /- Vérification de la flèche :	38
III.3 /- Plancher à dalle pleine :	42
III.3.1/- Méthode de calcul :.....	42
III.3.2 /- Évaluation des charges et combinaisons fondamentales :	43
III.3.3 /- Détermination des armatures :.....	50
III.3.4 /-Vérification des contraintes de cisaillement :.....	54
III.3.5 /- vérification de la flèche :.....	55

IV- ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1 /- Etude de l'acrotère :.....	57
IV.1.1 /- Définition :.....	57
IV.1.2 /- Calcul du ferrailage :.....	57
IV.1.3 /- Détermination des sollicitations :	58
IV.1.4 /- Détermination des armatures :.....	58
IV.1.5 /- Vérification des contraintes de cisaillement :.....	62
IV.1.6 /- Dessin de ferrailage :.....	62
IV.2 /- Etude des balcons :	63
IV.2.1 /- Descente de charges :.....	63
IV.2.2 /- Calcul du ferrailage :.....	65
IV.2.3 /- Calcul des armatures transversales :.....	66
IV.2.4 /- Vérification de la flèche :.....	66
IV.3 /- Etude des escaliers :.....	70
IV.3.1 /- Définition :.....	70
IV.3.2 /- Eléments constitutifs :.....	70
IV.3.3 /- Prédimensionnement :.....	71
IV.3.3.1 /- Descente des charges :.....	71
IV.3.3.2 Étude de l'élément 1 (Paillasse + palier) :.....	73
IV.3.4 /- ferrailage de la poutre palière :.....	81
V- ETUDE DE L'ASCENSEUR	
V.1 /- Introduction :.....	87
V.2 /- Etude de l'ascenseur :.....	87
V.3 /- Descente de charge :.....	89

V.4 /-Etude du plancher :.....	91
V.5 /- calcul du ferrailage de la dalle pleine :.....	97
V.6 /- vérification des contrainte de cisaillement :.....	101
V.7 /- vérification de la flèche :.....	102

VI- ETUDE SISMIQUE

VI.1 /- Introduction :.....	103
VI.2 /-Méthode statique équivalente :.....	103
VI.3 /-Méthode dynamique modale spectrale :	104
VI.4 /- Étapes de modélisation :.....	104
VI.5 /- Modélisation de la structure :.....	106
VI.6 /- Caractéristiques géométriques et massique de la structure :.....	107
VI.7 /- Vérification des conditions du RPA 99 (version 2003) :	110
VI.7.1 /- Résultante des forces sismiques de calcul :	110
VI.7.2 /- Périodes et facteurs de participation modale :	113
VI.7.3 /- Vérification des Sollicitations normales :.....	114
VI.7.4 /- Vérification des déplacements :.....	115
VI.7.5 /- Vérification de l'effet $P-\Delta$:.....	117

VII- ETUDE DES PORTIQUES

VII.1 Introduction :.....	119
VII.2 Définition :.....	119
VII.3 Etude des portiques :.....	119
VII.3.1 Combinaisons d'actions :.....	119
VII.3.2 Etude des poutres :.....	119
VII.3.3-Etude des poteaux :.....	129
VII. 3.3.1 Combinaison de charges :.....	129

VII.3.3.2 Principe de calcul :.....	129
VII.3.3.3 Ferrailage des poteaux :.....	130

VIII- ETUDE DES VOILES

VIII.1 /- Introduction :.....	165
VIII.2 /- Ferrailage des voiles de contreventement :.....	165
VIII.3 /- Les armatures verticales :.....	165
VIII.3.1 /- Les armatures horizontales :.....	167
VIII.4 /- Etude des voiles périphérique :.....	177

IX- ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1 /- Introduction :.....	184
IX.2 /- Calcul de la semelle :.....	185
IX.3 /- Etudes du radier :	186
IX.3.1 /- Pré-dimensionnement du radier :.....	187
IX.3.2 /- Déterminations des sollicitations :	191
IX.4 /- Ferrailage du radier :.....	195
IX.4.1 /- Ferrailage de la dalle :.....	195
IX.4.2 /- Ferrailage du débordement :.....	205
IX.5 /- Ferrailage des poutres de redressement (libages) :	207
IX.6 /- Etude des longrines :.....	219

Bibliographie

Annexe

Liste des figures

Figure I.1 : vue en plan de l'ouvrage.	2
Figure I.2 : vue façade principale.	3
Figure I.3 : diagramme contraintes-déformations de calcul pour l'acier.	5
Figure II.1: section transversale d'une poutre.	6
Figure II.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	8
Figure II.3 : dimensions d'un panneau de dalle.	9
Figure II.4 : coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible corps creux.	10
Figure II.5 : Coupe transversale du plancher d'étage courant.	11
Figure II.6 : Coupe transversale de la dalle pleine du plancher haut du sous-sol.	12
Figure II.7 : section réduite du béton.	13
Figure II.8 : hauteur libre de poteau.	14
Figure II.9 : Dégression des charges d'exploitation.	15
Figure II.10 : surface afférente d'un poteau sollicité.	16
Figure III.1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.	19
Figure III.2 : schéma réel d'un plancher a corps creux.	19
Figure III.3 : schéma de calcul d'un plancher a corps creux.	20
Figure III.4 : section de calcul.	20
Figure III.5 : principe de la méthode de Caquot.	24
Figure III.6 : schéma statique d'une poutre continue.	25
Figure III.7 : Moment aux appuis selon la méthode forfaitaire.	26
Figure III.8 : Schéma statique d'une poutre type 02.	26
Figure III.9 : section de la poutrelle.	33
Figure III.10 : section de calcul en "Té".	33
Figure III.11 : section de calcul rectangulaire.	33

Figure III.12 : section de calcul en travée.	34
Figure III.13 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.	38
Figure III.14 : Principe de calcul.	42
Figure III.15 : Enrobage.	42
Figure III.16 : Schéma représentatif des différents types de panneaux avec diagramme des moments fléchissant.	43
Figure III.17 : numérotations des panneaux de la structure.	44
Figure III.18 : panneaux 11.	44
Figure IV.1 : Schéma statique et dimensions d'acrotère.	57
Figure IV.2 : Section de calcul.	58
Figure IV.3 : Position du point d'application de l'effort normal Nu.	59
Figure IV.4 : Position de centre de pression.	60
Figure IV.5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.	62
Figure IV.6 : Coupe transversale d'un balcon à dalle pleine (d'étage courant). ...	63
Figure IV.7: Enrobage.	63
Figure IV.8 : Disposition des armatures de la nappe supérieure.	64
Figure IV.9 : Schéma statique du balcon.	64
Figure IV.10 : schéma explicatif.	66
Figure IV.11 : Schéma de ferrailage du balcon.	69
Figure IV.12 : Vue en plan de la cage d'escaliers.	70
Figure IV.13 : Vue en plan de la cage d'escaliers.	73
Figure IV.14: vue en plan plus schéma statique du type d'escalier.	73
Figure IV.15 : Schéma statique de la section 1-1.	74
Figure IV.16 : Schéma statique de la section 2-2.	75
Figure IV.17 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.	76

Figure IV.18 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.	76
Figure IV.19 : Schéma de ferrailage de l'escalier.	80
Figure IV.20 : Poutre palière.	81
Figure IV.21 : Schéma statique de la poutre palier.	81
Figure IV.22 : schéma de ferrailage de la poutre palière.	84
Figure IV.23 : Section du calcul.	85
Figure IV.24: Schéma de ferrailage.	86
Figure V.1 : Dimensions de l'ascenseur.	87
Figure V.2 : Ascenseur électrique.	88
Figure V.3 : Schéma de la surface d'impact.	92
Figure.V.4 : Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.	93
Figure V.5 : Chargement des panneaux.	93
Figure V.6 : Section de calcul en travée (x-x).	97
Figure V.7 : Section de calcul en appuis (x-x).	98
Figure V.8 : Section de calcul en travée (y-y).	99
Figure V.9 : Section de calcul en appuis (y-y).	100
Figure VI.1 : Interface de l'Etabs.	105
Figure.VI.2 : Disposition des voiles de contreventement.	106
Figure VII.1 : Section de calcul en travée.	122
Figure VII 2 : Section de calcul en Appuis.	123
Figure VII.3 : schéma explicatif.	126
Figure VII.4 : Schéma de ferrailage des poutres principales et secondaires.	128
Figure VII.5: Sollicitation sur les poteaux.	129
Figure VII.6: Section de calcul du poteau.	130
Figure VII.7: Zone nodale.	130
Figure VII.8 : Armatures transversales dans la zone de recouvrement.	132

Figure VII.9: section de calcul.	134
Figure VII.10: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.	136
FigureVII.11: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.	138
FigureVII.12: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.	141
FigureVII.13: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.	142
FigureVII.14: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.	145
FigureVII.15: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.	147
FigureVII.16: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.	150
FigureVII.17: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.	152
FigureVII.18: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.	154
FigureVII.19: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.	155
FigureVII.20: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.	158
FigureVII.21: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.	159
Figure VII.22 : Schéma de ferrailages des poteaux.	164
Figure VIII.1 : Sollicitations de calcul d'un voile.	166
FigureVIII.2 : Sections de calcul.	166
Figure VII.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.	167
Figure VIII.4 : section de calcul.	168
Figure VII.5 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.	170
Figure VIII.6 : section de calcul.	172
Figure VII.7 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.	173
Figure VIII.8 : Schéma de ferrailage du voile de contreventement.	176
Figure VIII.9 : Schéma des contraintes du voile périphérique.	177
Figure VIII.10 : Schéma du panneau de la dalle appuyé sur 4 cotés.	178
Figure VII.11: Enrobage.	180
Figure VIII.12: Section de calcul en travée (x-x).	180

Figure VII.13: Section de calcul en travée (y-y).	181
Figure IX.1: Semelle isolée.	185
Figure IX.2 : Coupe sur radier général.	186
Figure IX.3 : Schéma statique du radier général.	186
Figure IX.4 : dimensions du panneau le plus sollicité.	187
Figure IX.5 : Dimension du radier.	190
Figure IX.6 : dimension de la poutre.	190
Figure IX.7: Schéma du panneau de la dalle.	195
Figure IX.8 : Enrobage.	197
Figure IX.9: Section de calcul dans les sens x-x.	197
Figure IX.10: Section de calcul dans le sens y-y.	198
Figure IX.11 : Schéma statique du débordement.	205
Figure XI.12 : Section de calcul.	205
Figure IX.13 : la répartition des charges sur une dalle portée par 4 poutres.	207
Figure IX.14 : Armatures transversales.	217
Figure IX.15 : Schéma de ferrailage poutre principale.	218
Figure IX.16 : Schéma de ferrailage poutre secondaire.	219

Liste des tableaux

Tableau II.1 : tableau récapitulatif des sections des poutres.	8
Tableau II.2 : Charge du plancher terrasse.	11
Tableau II.3: Charges du plancher étage courant.	11
Tableau II.4 : Charges du plancher haut du sous-sol.	12
Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des charges et surcharges.	12
Tableau II.6 : Tableau de la dégression des charges d'exploitation.	15
Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux des différents étages. ...	18
Tableau III.1 : Evaluation des charges.	22
Tableau III.2 : tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et l'abscisse (x0) (plancher terrasse) ; (type 02) :	30
Tableau III.3 : tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant pour type 01 (plancher terrasse).	31
Tableau III.4 : tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant pour type 03 et 04 (étage courant).	32
Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux de chaque type de poutrelle.	32
Tableau III.6 : Tableau des combinaisons fondamentales du plancher bas RDC.	43
Tableau III.7 : Tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées du plancher haut du RDC.	46
Tableau III.8 : tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle pleine du niveau haut du sous-sol.	56
Tableau IV.1 : Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon.	63
Tableau IV.2: charges permanentes et surcharges d'exploitation (paillasse).	71
Tableau IV.3: charges permanentes et surcharges d'exploitation (palier).	72
Tableau V.1 : caractéristique des câbles.	90
Tableau V.2 : tableau récapitulatif des résultats.	94

Tableau V3 : tableau récapitulatif des sollicitations maximal.	96
Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des centres de masse et de rigidité et de l'excentricité.	109
Tableau VI.2 : Valeur des Pénalités du facteur de qualité P_q	110
Tableau VI.3 : Périodes, modes et facteurs de participation massique.	113
Tableau VI.4 : Vérification des déplacements relatifs du niveau K par rapport au niveau (K-1)	116
Tableau V.5 : Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le sens (x-x).	117
Tableau V.6: Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le sens (y-y).	118
Tableau.VII.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants.	121
Tableau VII.2 : tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales et secondaires.	127
Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux.	132
Tableau VII.4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants.	133
Tableau.VII.5: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux.	163
Tableau.VIII.1 : les sollicitations de calcul du voile.	168
Tableau.VIII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations (moments en appui et en travée).	179
Tableau VII.3.2 : Tableau de ferrailage du voile périphérique.	183
Tableau IX.1 : Tableau des dimensions de la poutre.	191
Tableau IX.2: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées.	197
Tableau IX.3 : tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres.	210
Tableau IX.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres.	211
Tableau IX.5 : Tableau récapitulatif des choix des armatures.	216

Liste des symboles

- A** : Coefficient d'accélération de zone.
- A_a** : Section d'armature en appui.
- A_d** : Section d'armature diagonale.
- A** : Section d'armature.
- A_{fs}** : Section d'armature de flexion simple.
- A_l** : Section d'armature longitudinale.
- A'** : Section d'armature comprimée.
- A_{min}** : Section d'armature minimale déterminée par les règles.
- A_p** : Section d'armature principale.
- A_r** : Section d'armature de répartition.
- A_s** : Section d'armature principale ou tendue.
- A_{ser}** : Section d'armature d'état limite de service.
- A_t** : Section d'armature de travée ou transversale.
- A_u** : Section d'armature d'état limite ultime de résistance.
- A_x** : Section d'armature du sens $x-x$.
- A_y** : Section d'armature du sens $y-y$.
- A'** : Section d'armature comprimée.
- A₁** : Section de l'armature la plus tendue ou la moins comprimée.
- A₂** : Section de l'armature la moins tendue ou la plus comprimée.
- B_c** : Section du béton comprimé.
- B_r** : Section réduite du béton.
- C_e** : Coefficient de pression dû à une action extérieure.
- C_i** : Coefficient de pression dû à une action intérieure.
- C_p** : Facteur de force horizontale.
- C_s** : Coefficient de sécurité.

C_r : Charge de rupture.

C_{rn} : Charge de rupture minimale nécessaire.

C : Coefficient d'amplification dynamique.

D : Module de déformation longitudinale.

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée.

E_{iv} : Module de déformation longitudinale différée.

FA : Action accidentelle.

F_p : Force horizontale agissant sur un élément non structural.

G : Action permanente.

G_{max} : Action permanente défavorable.

G_{min} : Action permanente favorable.

H : Hauteur.

HA : Armature à haute adhérence.

H_s : Hauteur du sommet de la structure.

I : Moment d'inertie.

I_f : Moment d'inertie fictif.

K_s : Coefficient de site.

K_i : Coefficient correcteur sans dimension.

K_m : Coefficient correcteur sans dimension.

K' : Coefficient de balancement sans dimension.

L : Longueur.

L_e : Longueur en élévation.

L_n : Entre-axes des nervures.

L_p : Longueur en plan.

P : Moment fléchissant.

M_{at} : Moment fléchissant en appui.

M_c : Moment fléchissant en centre ; Masse de la cabine ; Moment de la console.

M_d : Moment fléchissant de la droite.

M_e : Masse du câble ; Moment au centre de la section.

M_f : Moment fléchissant totale.

M_g : Moment fléchissant sous charge permanente ;

Masse du treuil ; Moment dû au garde-corps.

M_j : Moment fléchissant sous charge permanente
avant mise en place des cloisons.

M_l : Masse linéaire.

M_m : Moment fléchissant de la marche.

M_p : Moment fléchissant totale ; Moment fléchissant dû à la charge d'exploitation seulement.

M_q : Moment fléchissant sous une charge variable.

M_r : Moment fléchissant dû aux revêtements.

M_{ser} : Moment fléchissant d'état limite de service.

M_t : Moment fléchissant de travée.

M_{t0} : Moment de torsion à l'extrémité du limon.

M_u : Moment fléchissant d'état limite ultime de résistance.

M_w : Moment fléchissant de la gauche.

M_x : Moment fléchissant du sens $x-x$.

M_y : Moment fléchissant du sens $y-y$.

M'_{t0} : Moment de torsion aux appuis du limon.

M'_0 : Moment de flexion aux appuis du limon.

M_0 : Moment de flexion aux extrémités du limon ; Moment de flexion d'une poutre simplement appuyée.

M_1 : Moment par rapport aux armatures tendues ; Coefficient de Pigeaud.

M_2 : Coefficient de Pigeaud.

M_{22} : Moment suivant le sens 2-2.

M₃₃ : Moment suivant le sens 3-3.

N : Effort normal.

N_e : Effort normal au centre de la section.

N_{pl} : Effort normal dû au poids des planchers.

N_{pp} : Effort normal dû au poids des poutres principales.

N_{ps} : Effort normal dû au poids des poutres secondaires.

N_{ser} : Effort normal d'état limite de service.

N_u : Effort normal d'état limite ultime de résistance.

P : Poids propre ; Périmètre.

P_q : Pénalités des critères de qualité.

P_r : Poids propre du radier.

P_t : Poussée des terres.

P' : Charge surfacique.

Q : Action variable quelconque ; Facteur de qualité.

R : Rayon ; Coefficient de comportement de la structure. **S** : Surface.

S_a : Surface d'une paroi verticale parallèle à **a**.

S_b : Surface d'une paroi verticale parallèle à **b**.

S_r : Surface du radier.

T : Effort tranchant ; Diamètre d'armature longitudinale ; Moment de torsion.

T_x : Période fondamentale dans le sens *x-x*.

T_y : Période fondamentale dans le sens *y-y*.

U_c : Périmètre du contour.

V : Action sismique ; Effort horizontal.

V_t : Effort sismique à la base de la structure.

V : Poids total de la structure.

W_p : Poids de l'élément en considération

a : Longueur ; Distance ; Dimension.

b : Largeur.

b_0 : Largeur de la nervure.

b_1 : Largeur de poteau ou d'ailette.

c : Enrobage.

d : Hauteur utile.

e : Excentricité ; Espacement.

e_a : Excentricité additionnelle.

f : Flèche.

f_c : Contrainte caractéristique du béton à la compression.

f_e : Limite élastique d'acier.

f_t : Contrainte caractéristique du béton à la traction.

g : Giron de la marche.

h : Hauteur.

h_c : Hauteur du corps creux.

h_d : Hauteur de la dalle.

h_e : Hauteur libre.

h_{moy} : Hauteur moyenne.

h_t : Hauteur totale.

h' : Hauteur de la zone nodale.

h_1 : Hauteur du poteau.

i : Rayon de giration.

j : Nombre des jours.

l : Longueur ; Distance.

l_f : Longueur de flambement.

l_x : La petite dimension du panneau de la dalle.

l_y : La grande dimension du panneau de la dalle.

l' : Longueur de la zone nodale.

l_0 : Longueur libre.

q : Pression dynamique.

q_b : Charge linéaire induite par les marches.

q_{eq} : Charge linéaire équivalente.

q_H : Pression dynamique agissant à la hauteur H .

q_e : Pression dynamique extrême.

q_n : Pression dynamique normale.

q_1 : Charge linéaire.

q_{ser} : Charge linéaire d'état limite de service.

q_u : Charge linéaire d'état limite ultime de résistance ; Pression dynamique à une hauteur H au-dessus de sol.

q_1 : Charge linéaire du palier.

q_2 : Charge linéaire de la paillasse.

q_{10} : Pression dynamique à 10 m.

r : Rayon de courbure.

e : Espacement.

t : Espacement ; Période.

v : Vitesse du vent.

x : Abscisse.

y : Ordonnée.

y₁ : Ordonnée du centre de gravité de la section homogène.

z : Bras de levier.

α : Angle ; Coefficient sans dimension.

β : Coefficient sans dimension ; Coefficient de pondération.

ε : Coefficient de réponse.

θ : Déviation angulaire ; Coefficient sans dimension ; Coefficient globale dépendant du type de construction.

λ : Élancement mécanique d'un élément comprimé ; Coefficient sans dimension ; Rapport des dimensions.

μ : Coefficient sans dimension dit de perméabilité ; Moment réduit.

ρ : Rapport de deux dimensions ; Rapport de section d'armature à celle du béton. **σ_{bc}** : Contrainte de compression du béton.

σ_{bc} : Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_s : Contrainte de compression admissible du béton.

σ_{sol} : Contrainte du sol. **τ** : Contrainte tangentielle.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

δ : Coefficient de réduction ; Espacement des armatures transversales ; Déplacement.

φ : Angle de frottement.

Δ : Variation ; Rapport de deux déplacements horizontaux.

Φ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudé.

Ω : Aire.

CHAPITRE I

I- INTRODUCTION ET HYPOTHESES DE CALCUL

I. Introduction :

Toute étude de projet de construction d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance de cet édifice afin de garantir sa sécurité d'usage. De nos jours le développement économique dans les pays privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace.

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent être occasionner par les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

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.

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

Donc, pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues (**CBA 93** et le **RPA99, v2003**) qui se basent sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.1 /- Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment en béton armé constitué d'un sous-sol + RDC+ 10 Etages à usage multiple.

Ce bâtiment sera implanté à « Mostaganem » ; Le terrain retenu pour recevoir le Projet de 30 logements promotionnel se situe à kharouba, dont la zone est considérée comme étant une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) et qui appartient au groupe d'usage 2 vu que la hauteur totale ne dépasse pas 48m, ce bâtiment est dans un site meuble (S3) selon le RPA99, V2003 (Règlement Parasismique Algérien Version 2003).

Notre bâtiment se compose de plusieurs niveaux qui ont des fonctions différentes :

- sous-sol (parking) ;
- rez-de-chaussée plus 10 niveaux à usage d'habitation ;
- terrasse inaccessible.

I.2 /- caractéristiques générales :

I.2.1 /- Caractéristiques géométriques de la tour :

a. Dimensions en plan :

- Longueur totale 22,75 m (longueur entre axe 22,35 m) ;
- Largeur totale : 22,00 m (Largeur entre axe 21,6 m).

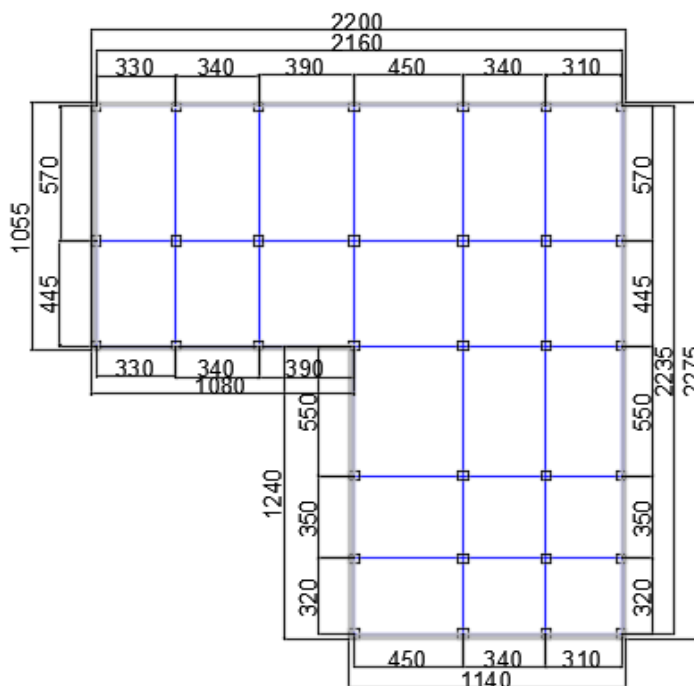


Figure I.1 : vue en plan de l'ouvrage.

b. Dimension en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment **38.59m** ;
- Hauteur à partir du Niv +0.00 **35.53m** ;
- Hauteur d'étage courant **3,23 m** ;
- Hauteur du RDC **3.23 m** ;
- Profondeur du sous-sol **3.06m**.



Figure I.2 : vue façade principale.

I.2.2 /- caractéristiques géotechnique du sol :

Dans notre étude le sol est considéré comme étant meuble (S3) ;
L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 ;

- La contrainte admissible du sol : $\sigma_{sol} = 2,5$ bars ;
- Le poids volumique du sol : $\gamma_h = 17$ KN/m³ ;
- L'Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$ et

- L'absence d'une nappe phréatique.

I.2.3 /- caractéristiques techniques :

Les sollicitations :

Les sollicitations horizontales sont reprises par les voiles et les portiques proportionnellement à la rigidité relative ; cette structure mixte est utilisée pour augmenter la capacité de résistance.

Les planchers :

- Dalle pleine pour le plancher haut du RDC
- Corps creux pour les autres niveaux (Etage courant et terrasse).

Les escaliers

On dispose d'un type d'escalier :

Escalier à deux volées et un palier de repos.

La cage d'ascenseur :

Le bâtiment est doté d'une cage d'ascenseur réalisée en béton armé.

I.3 /- les matériaux :

Les matériaux retenus doivent présenter les caractéristiques exigées par le CBA 93

I.3.1 /- le béton :

C'est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables, de ciments, de granulats (gravier et sable) et d'eau.

Le dosage utilisé dans la construction et les proportions de matériaux dans 1m³ de béton est :

- Ciment utilisé CPA ou CPJ45 (dosage 350 kg / m³)
- Sable 400 litres / m³ (Ds ≤ 0.5mm)
- Gravier 800 litres / m³ (Dg ≤ 25mm)
- Eau de gâchage 160 à 180 litres / m³

Elle doit être propre et sans matières organiques.

- La résistance caractéristique du béton à la compression est de 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$)
- La résistance du même béton à la traction est donnée par la formule :
 $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

I.3.2 /- aciers :

Pour le ferrailage des pièces en béton armé, on utilise les aciers de nuances suivantes :

- Acier à haute adhérence (HA) : FeE 400 de limite élastique $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Ronds lisses (RL) : FeE 235 de limite élastique $f_e = 235 \text{ MPa}$
- Treillis soudés (TS) de nuance TLE 520 ; de limite élastique $f_e = 520 \text{ MPa}$.

I.3.2.1 /- module d'élasticité longitudinal :

D'après l'article A2.2.1 du DTR, le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris à : $E_s = 200\,000\text{ MPa} = 2\,000\,000\text{ bars}$

I.3.2.2 /- contraintes limites :

E.L.U :

Le diagramme contraintes-déformations de l'acier défini par l'article A2.2.2 du DTR est comme suit :

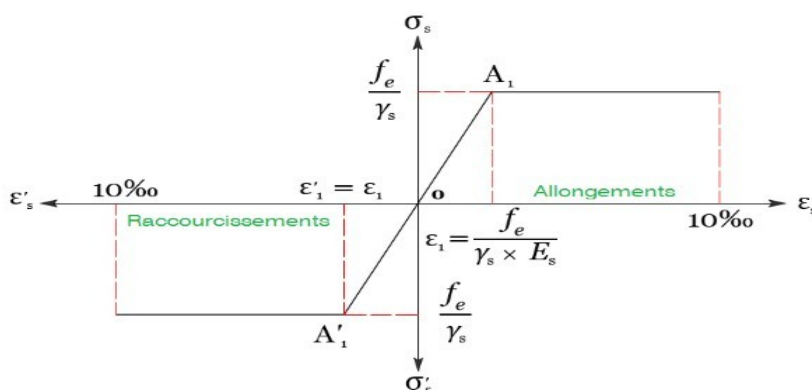


Figure I.3 : diagramme contraintes-déformations de calcul pour l'acier.

-La contrainte de l'acier à la traction : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\gamma_s = 1.15$: pour une situation durable et transitoire (normal) $\Rightarrow \sigma_s = 348\text{ MPa}$, avec $f_e = 400\text{ MPa}$

$\gamma_s = 1$: pour une situation accidentelle (séisme) $\Rightarrow \sigma_s = 400\text{ MPa}$, avec $f_e = 400\text{ MPa}$

E.L.S :

La contrainte limite de l'acier à la traction :

- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min \left(0.5 \times f_e, 90 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$

Avec :

η : coefficient de fissuration.

$$\eta = \begin{cases} 1.6 : HA \\ 1 : RL \end{cases}$$

CHAPITRE II

II- Prédimensionnement des éléments résistants de la structure

II.1 /- introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments résistants (planchers, poutres, poteaux et voiles) est une étape importante et représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations.

II.2 /-pré-dimensionnements des poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter les règles imposées par le (R.P.A 99, v2003) Art 7.5.1:

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

D'après les règles du B.A.E.L 91, la hauteur de la poutre doit répondre aux conditions de flèche suivantes :

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

L : La portée entre nus d'appuis.

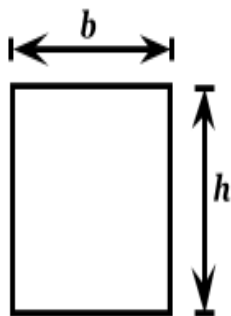


Figure II.1: section transversale d'une poutre.

II.2.1 /- poutres principales :

$$L_{\max} = 570 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{570}{15} \leq h \leq \frac{570}{10} \Rightarrow 38 \leq h \leq 57$$

On prendra $h = 45$ cm

$$h = 45 \text{ cm} \Rightarrow 0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 13.5 \leq b \leq 31.5$$

On prendra $b = 30$ cm

Donc : la section de la poutre principale type 1 est de (30×45) cm².

Vérification des conditions imposées par le R.P.A 91 (version 2003) :

$$* b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V.}$$

$$* h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V.}$$

$$* \frac{h}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \rightarrow \text{C.V.}$$

II.2.2 /- poutres secondaires :

Type 1 : $L_{\max} = 450$ cm

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \text{ cm} \leq h \leq 45 \text{ cm}$$

On prendra : $h = 40$ cm.

$$h = 40 \Rightarrow 0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prendra : $b = 30$ cm.

Donc : la section de la poutre secondaire type 1 est de (30×40) cm²

- Vérification des conditions imposées par le R.P.A 99 (version 2003) :

$$b = 30 \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V.}$$

$$h = 40 \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \rightarrow \text{C.V.}$$

- Type 2 : $L_{\max} = 390$ cm.

$$L = 390 \text{ cm} \Rightarrow \frac{390}{15} \leq h \leq \frac{390}{10} \Rightarrow 26 \text{ cm} \leq h \leq 39 \text{ cm}$$

On prendra : $h = 30$ cm

$$h = 30 \text{ cm} \Rightarrow 0.3h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prendra : $b = 30$ cm.

Donc : la section de la poutre secondaire type 2 est de (30×30) cm²

- Vérification des conditions imposées par le R.P.A 99 (version 2003) :

$$b = 30 \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V.}$$

$$h = 40 \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{C.V.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{30}{30} = 1.33 < 4 \rightarrow \text{C.V.}$$

Tableau II.1 : tableau récapitulatif des sections des poutres.

Poutres principales (b×h) (cm ²)	Poutres secondaires (b×h) (cm ²)	
(30×45)	Type 1 : (30×40)	Type 2 : (30×30)

II.3 /- prédimensionnements des planchers :

On distingue deux types de planchers à utiliser :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

II.3.1 /-Plancher a corps creux :

Pour la détermination de l'épaisseur du plancher à corps creux, on utilise la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \quad [\text{B.A.E.L 91 / 7.6.8, 424}]$$

Avec :

L : la plus grande portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

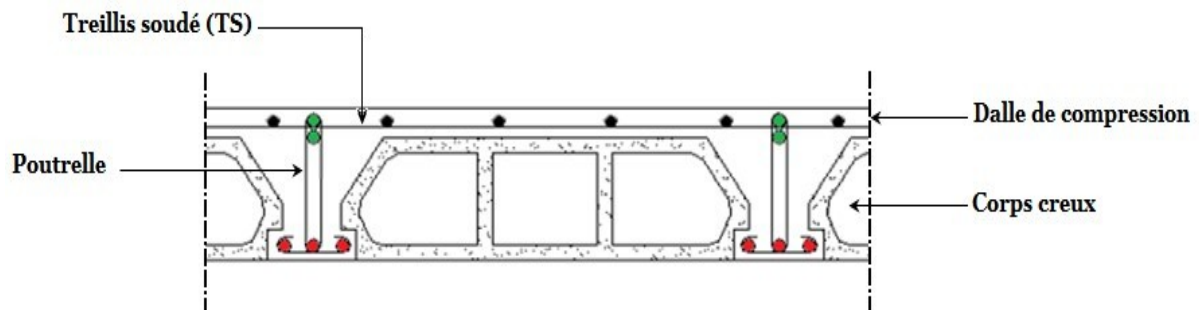


Figure II.2 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Avec :

h_t : épaisseur du plancher ;
 h_0 : épaisseur de la dalle de compression et
 $(h_t - h_0)$: épaisseur du corps creux.

On a: $L_{\max} = (450-30) \text{ cm} = 420\text{cm}$

$$L = 420 \text{ cm} \Rightarrow 16.8 \text{ cm} \leq h_t \leq 21 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux d'épaisseur (16+4) cm

II.3.2 /- Plancher à dalle pleine :

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

L'épaisseur de la dalle est déterminée à partir des conditions de résistance à la flexion (B.A.E.L 91)

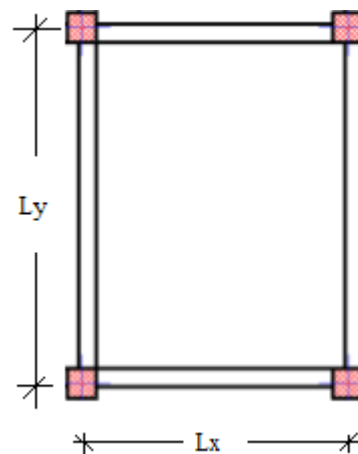


Figure II.3 : dimensions d'un panneau de dalle.

- Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens :
 - $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$ [Article A.8.2, 31 / BAEL91] et
 - 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 :
 - $0.4 \leq \rho \leq 1$ et

- la charge est uniformément répartie.
Ou bien dalle soumise à une charge concentrée quel que soit la valeur de ρ .

$$\Rightarrow hd = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x$$

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : la plus petite dimension du panneau de dalle.

L_y : la plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour notre projet ; nous avons :

$$L_x = 4.50 - 0.30 = 4.2\text{m}$$

$$\Rightarrow p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.2}{5.4} = 0.792 \Rightarrow 0.4 \leq p \leq 1$$

$$L_y = 5.70 - 0.30 = 5.4\text{m}$$

Donc : la dalle porte suivant les deux sens

$$\frac{1}{50} \times L_x = 8.2 \text{ cm} \leq hd \leq \frac{1}{40} \times L_x = 10.25 \text{ cm} \Rightarrow hd = 9.5 \text{ cm}$$

L'épaisseur des dalles dépend souvent des conditions suivantes :

- Conditions d'isolation acoustique :
 - contre les bruits aériens : $2500 \times hd \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow hd \geq 14\text{cm}$
 - contre les bruits d'impacts : $2500 \times hd \geq 400 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow hd \geq 16\text{cm}$
- Conditions de sécurité en matière d'incendie :
 - pour une heure de coupe-feu $\Rightarrow hd = 7\text{cm}$
 - pour deux heures de coupe-feu $\Rightarrow hd = 11\text{cm}$
 - pour quatre heures de coupe-feu $\Rightarrow hd = 17.5\text{cm}$

Conclusion :

Pour satisfaire aux conditions ci-dessus, on prendra une épaisseur de 16cm

II.4 /-Descente de charges :

II.4.1/- Plancher terrasse inaccessible :

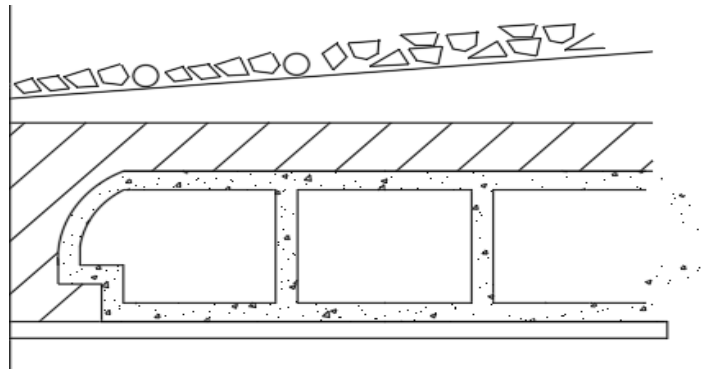


Figure II.4 : coupe transversale d'un plancher terrasse inaccessible corps creux.

Tableau II.2 : Charge du plancher terrasse.

N°	Désignation	ρ [KN/m ³]	e [m]	G [KN/m ²]
1	Protection gravillon	20	0,04	0.8
2	Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	22	0.135	2.97
4	Isolation thermique en Polystyrène	4	0.04	0.16
5	Dalle en corps creux (16+4)	/	0.2	2.8
6	Enduit au plâtre	10	0.015	0.15
Charge permanent G				7.0
Charge d'exploitation Q				1.00

II.4.2/- Plancher étage courant :

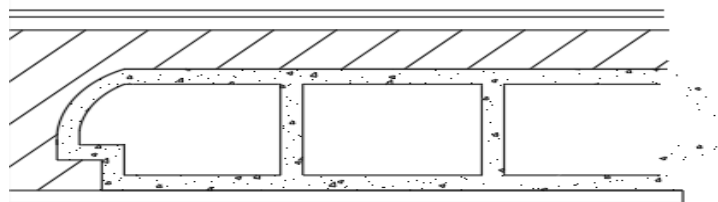


Figure II.5 : Coupe transversale du plancher d'étage courant.

Tableau II.3: Charges du plancher étage courant.

N°	Désignation	ρ	e	G
----	-------------	--------	---	---

		[KN/m ³]	[m]	[KN/m ²]
1	Cloisons légères	/	0.1	1
2+3	Dallage céramique	/	/	1.1
4	Dalle en corps creux (16+4)	/	0.2	2.8
5	Enduit au plâtre	10	0.015	0.15
Charge permanent G				5.05
Charge d'exploitation Q				1.50

II.4.3/- Dalle pleine du RDC (plancher haut du sous-sol) :

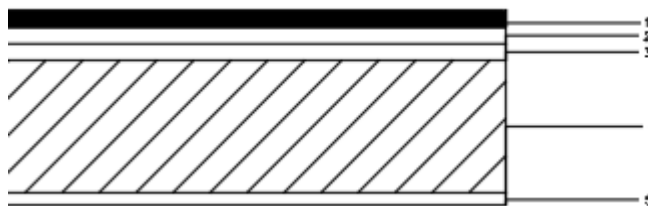


Figure II.6 : Coupe transversale de la dalle pleine du plancher haut du sous-sol.

Tableau II.4 : Charges du plancher haut du sous-sol.

N°	Désignation	ρ [KN/m ³]	e [m]	G [KN/m ²]
1	Cloisons légères	/	0.1	1
2+3	Dallage céramique	/	/	1.1
4	Dalle pleine	25	0.16	4.0
5	Enduit au plâtre	10	0.015	0.15
Charge permanent G				6.25
Charge d'exploitation Q				2.5

Tableau II.5 : Tableau récapitulatif des charges et surcharges.

Niveau \charges	Destinations	Charges permanentes G [KN/m ²]	Charges d'exploitation Q [KN/m ²]
Plancher terrasse	Inaccessible	7.0	1
1er au 10em étage	Habitation	5.05	1.5

R.D.C	Service	6.25	2.5
-------	---------	------	-----

II.5 /- Pré-dimensionnement des poteaux :

Pour le pré-dimensionnement ; on suppose que le poteau est soumis à une compression centrée, puis on calcule la section du poteau le plus sollicité dans notre structure. Cette section sera généralisée pour les autres poteaux du même niveau.

II.5.1 /- les conditions de pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement doit respecter les trois conditions suivantes :

- a. condition de résistance
- b. condition de stabilité
- c. condition imposée par le R.P.A99 v2003

Critère de résistance :

$$Br \geq \left[\frac{\beta \times Nu}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \frac{A}{Br} \times \sigma_s \right]} \right]$$

D'après les règles parasismiques algériennes RPA99 (version 2003) On prendra $\frac{A}{Br} = 0.8\% = 0.008$ (Zone IIa)

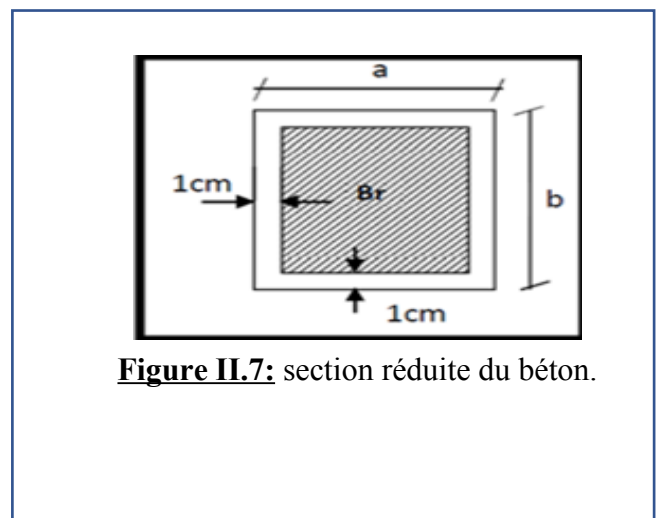


Figure II.7: section réduite du béton.

- **Br** : Section réduite du béton ;
 $Br = (a - 0,02) \times (b - 0,02) \text{ m}^2$
- **θ** : Facteur de durée d'application des charges (θ=1).
- **β** : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \text{ si } \lambda \leq 50.$$

$$\beta = 0,85 + 2/1500 \text{ si } 50 < \lambda < 70.$$

- On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1+0,2\left(\frac{35}{35}\right)^2$ à $\beta = 1.2$

Nu : l'effort normal ultime sollicitant un poteau.

$$Nu = 1.35 Ng + 1.5Nq$$

Ng : Effort normal dû aux charges permanentes.

Nq : Effort normal dû aux charges d'exploitations.

Nq se calcul en appliquant la loi de dégression des charges (DTR B.C.2.2)

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

$$\sigma_{bc} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

σ_s : Résistance des aciers à L'ELU.

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

La formule est simplifiée et devient :

$$Br \geq \left[\frac{1.2 \times Nu \times 10}{\left(\frac{14.2}{0.9}\right) + (0.85 \times 0.008 \times 348)} \right]$$

Donc : $Br \geq 0.6614 \times Nu$

Condition de stabilité de forme :

On sait que :

$$\lambda = \frac{Lf}{i} \leq 35 \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \text{ et } Lf = 0.7 L_0$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau

B : Section du béton

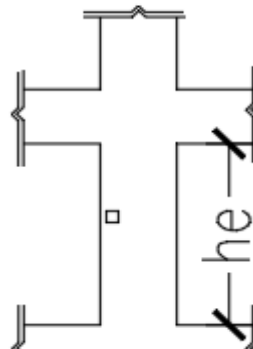
λ : L'élancement du poteau

Conditions imposées par le RPA99 v2003 :

Pour zone IIa : on a

$$1- \min(a, b) \geq 25 \text{ cm}$$

$$2- \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$$



$$3 - \frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4$$

Avec h_e : La hauteur libre d'étage.

II.5.2 /- Dégression des surcharges d'exploitation :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Soit Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers **1, 2, ..., n-1** et **n** (la numérotation est à partir du sommet du bâtiment).

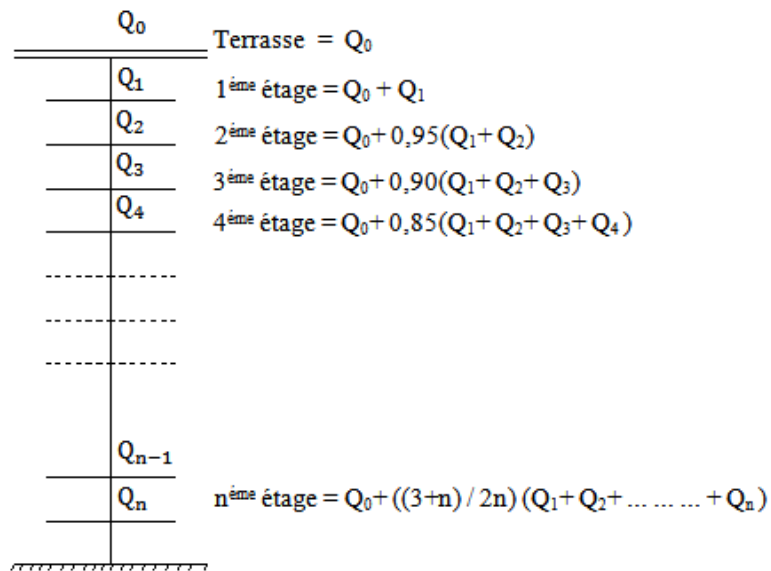


Figure II.9 : Dégression des charges d'exploitation.

Tableau II.6 : Tableau de la dégression des charges d'exploitation.

Niveau	Charge [KN/m ²]
--------	-----------------------------

Sous Terrasse	1.00
Sous 10°Etage	2.50
Sous 9°Etage	3.85
Sous 8°Etage	5.05
Sous 7°Etage	6.10
Sous 6°Etage	7.00
Sous 5°Etage	7.75
Sous 4°Etage	8.50
Sous 3°Etage	9.25
Sous 2°Etage	10.00
Sous 1°Etage	11.40
Sous RDC	12.77

II.5.3 /- Calculs de la section du poteau :

Exemples de calcul (Poteau d'étage) :

Le poteau central le plus chargée :

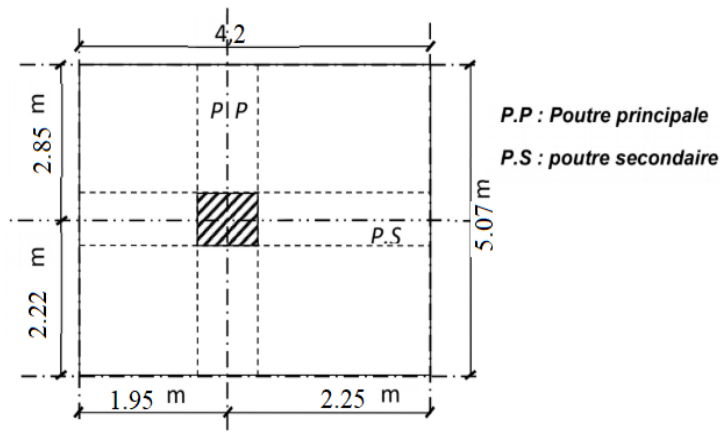


Figure II.10 : surface afférente d'un poteau sollicité.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a : $L_f = 0.7 \times L_0$

La surface afférente :

$$S_{aff} = 5.07 \times 4.2 = 21.3 \text{ m}^2$$

Poids propre des poutre principales et secondaires :

$$P_p = 25 \times 0.30 \times 0.45 = 3.375 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{S1} = 25 \times 0.30 \times 0.40 = 3 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{S2} = 25 \times 0.30 \times 0.30 = 2.25 \text{ KN/m}^2$$

Détermination de l'effort normal ultime N_u :

$$N_u = 1.15 \times P_u$$

$$P_u = N_p + N(p_p + p_s)$$

$$\begin{aligned} N_p &= (1.35 \times GCUMMULE + 1.5QCUMMULE) \times S_{aff} \\ &= (1.35 \times 7.00 + 1.5 \times 1) \times 21.3 \\ &= 233.235 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_u(p_p + p_s) &= 1.35 \times P_t \times n \quad \text{avec } n : \text{Nombre de plancher} \\ &= 1.35 \times [(P_p \times L_{aff P_p}) + (P_{s1} \times L_{aff PS_1}) + (P_{s2} \times L_{aff PS_2})] \times n \\ &= 1.35 \times 28.25 \\ &= 38.14 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$P_u = N_p + N(p_p + p_s) = 233.235 + 38.14 = 271.375 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } N_u = 1.15 \times P_u = 1.15 \times 271.375 = 312.08 \text{ KN}$$

La section réduite du béton : $Br \geq 0.6614 \times N_u$

$$Br \geq 0.6614 \times 312.08 = 206.41 \text{ cm}^2$$

Ceci donne :

$$Br = (a-2) \times (b-2) \geq 206.41 \text{ cm}^2$$

On suppose que la section du poteau est carrée :

$$a = b \geq \sqrt{Br} + 2 \Rightarrow a = b \geq \sqrt{206.41} + 2 \Rightarrow a = b \geq 16.366 \text{ cm}$$

Donc on choisit (30×30) cm² la section du poteau au dernier niveau et on fait la vérification

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

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

- $\text{Min}(30, 30) \geq 25 \text{ cm}$ zone IIa
- $\text{Min}(30, 30) \geq 293/20 = 14.65 \text{ cm}$ \Rightarrow les conditions sont vérifiées
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b30}{30} = 1 < 4$

Vérification de flambement :

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

Nous avons :

$$B = a \times b$$

$$a = b$$

$$I = \frac{a \times a^3}{12} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{a}{\sqrt{12}}$$

$$\Rightarrow \lambda = \frac{Lf \times \sqrt{12}}{a} = \frac{0.7 \times 323 \times \sqrt{12}}{30} = 26.10$$

$\Rightarrow \lambda = 24.73 \leq 35 \Rightarrow$ condition est vérifiée

i =	Hauteur d'Etage	Niveau	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	N _{UPP} [KN]	N _{uPS} [KN]	N _u Pot [KN]	N _u pL [KN]	N _u [KN]	Critère de Résistance		(a X b) Choisi (cm)	a= (cm)	min (a,b) ≥ 25 ?	min (a, b) ≥ he/20 ?	1/4 ≤ a/b ≤ 4 ?	Flambement
										Br (cm ²)	a (cm)						
0	3,23	Haut 10°Etage	7	1	23,12	17,01	0	233,40	314,56	208,04	16,42	35X35	419,42	20,48	ok	ok	26,10
1	3,23	Haut 9°Etage	12,05	2,5	46,25	34,02	22,08	426,67	608,37	402,35	22,06	35X35	811,15	28,48	ok	ok	26,10
2	3,23	Haut 8°Etage	17,1	3,85	69,37	51,03	44,15	615,15	896,65	593,02	26,35	50X35	1195,54	34,58	ok	ok	26,10
3	3,23	Haut 7°Etage	22,15	5,05	92,49	68,04	71,40	798,83	1185,38	783,98	30,00	50X35	1580,51	39,76	ok	ok	22,35
4	3,23	Haut 6°Etage	27,2	6,1	115,61	85,05	98,66	977,72	1468,60	971,28	33,17	65X40	1958,13	44,25	ok	ok	22,35
5	3,23	Haut 5°Etage	32,25	7	138,74	102,06	131,63	1151,81	1752,88	1159,30	36,05	65X40	2337,17	48,34	ok	ok	19,55
6	3,23	Haut 4°Etage	37,3	7,75	161,86	119,07	164,61	1321,10	2031,64	1343,66	38,66	80X40	2708,85	52,05	ok	ok	19,55
7	3,23	Haut 3°Etage	42,35	8,5	184,98	136,08	203,85	1490,40	2317,61	1532,80	41,15	80X40	3090,15	55,59	ok	ok	17,38
8	3,23	Haut 2°Etage	47,4	9,25	208,11	153,09	243,10	1659,69	2603,59	1721,93	43,50	95X45	3471,45	58,92	ok	ok	17,38
9	3,23	Haut 1°Etage	52,45	10	231,23	170,1	289,16	1828,99	2897,39	1916,25	45,77	95X45	3863,19	62,15	ok	ok	15,64
10	3,23	Haut RDC	58,7	11,4	254,35	187,11	335,21	2053,59	3254,81	2152,63	48,40	110X45	4339,75	65,88	ok	ok	15,64
11	3,06	Haut SS	64,95	12,77	277,48	204,12	388,63	2277,24	3660,11	2420,68	51,20	110X45	4880,14	69,86	ok	ok	13,47

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux des différents étages.

CHAPITRE III

III- ETUDE DES PLANCHERS

III.1 /- Introduction :

Les planchers sont des parties horizontales de la construction dont la largeur est nettement supérieure à l'épaisseur, ils limite les différents niveaux d'un bâtiment et ont pour fonctions :

- Isolation thermique et acoustique ;
- Supporter la totalité des charges permanentes et d'exploitation et
- Reprise des efforts horizontaux.

Dans notre construction, on peut distinguer deux types de planchers :

- Plancher à corps creux ;
- Plancher à dalle pleine.

III.2 /- Plancher corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de deux éléments fondamentaux :

- L'élément résistant (porteur) : poutrelle (solive) comportant des aciers de liaison avec la dalle de compression.
- L'élément de remplissage (coffrage) : les entrevous en béton sur lesquels est coulée une dalle de compression en béton, armé d'un treillis soudé, qui garantit une meilleure répartition des charges (**Fig. III.1**).

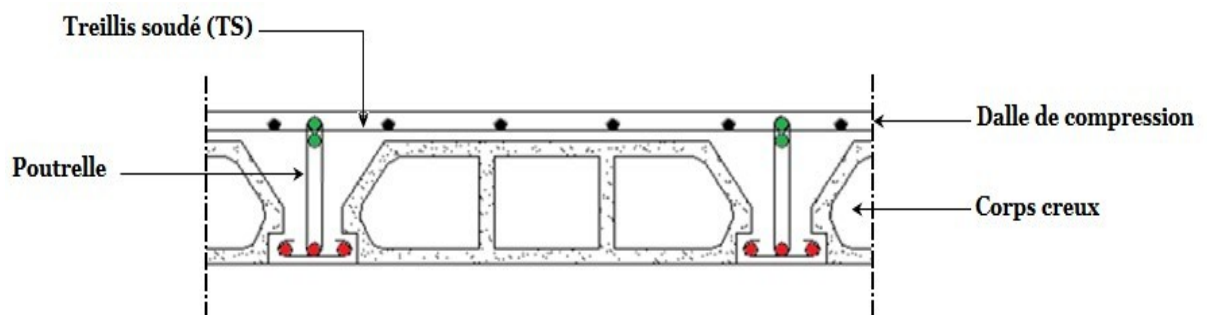


Figure III.1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.

III.2.1 / - Détermination des dimensions des poutrelles :

Le plancher qu'on va étudier est composé de corps creux de 16 cm d'épaisseur et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

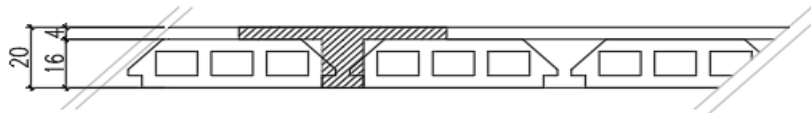


Figure III.2 : schéma réel d'un plancher à corps creux.

Les poutrelles travaillent comme une section en T :

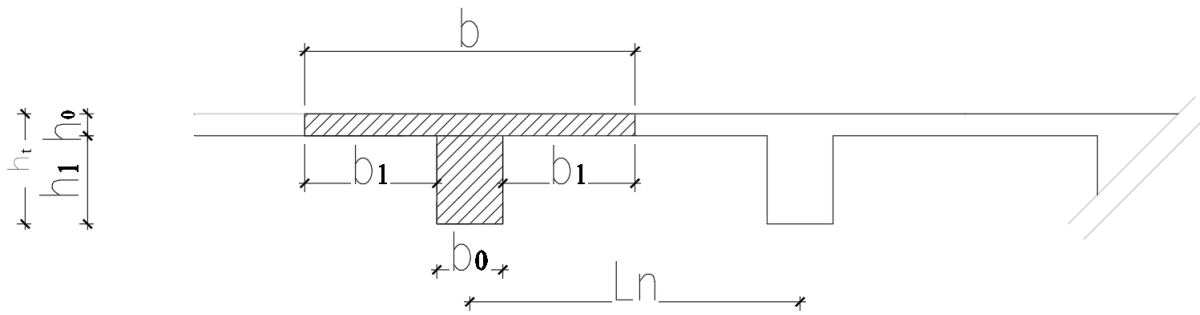


Figure III.3 : schéma de calcul d'un plancher a corps creux.

D'après le [DTR B.C.2.41] ; la largeur des ailettes de la table de compression (b_1) sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes :

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

Avec :

$$\begin{cases} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

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

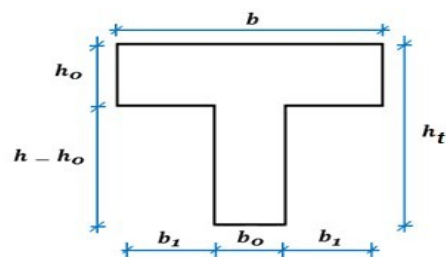
L : Porté entre nus d'appuis de la poutrelle ($L= 450\text{cm}$) ;

ho : Hauteur de la dalle de compression et

bo : Epaisseur de la nervure.

Donc :

$$\begin{cases} b_1 \leq 24 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \\ b_1 \leq 45 \text{ cm} \end{cases}$$



Figure

III.4 : section de calcul.

$$b_1 = \min (24 ; 32 ; 45) = 24 \text{ cm.}$$

La largeur de la dalle de compression est :

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

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

III.2.2 /- Ferrailage de la dalle de compression :

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

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

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si : $ln \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A \perp \geq \frac{200}{f_e}$
- Si : $50 \text{ cm} \leq ln \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A // \geq \frac{4 \times ln}{f_e}$

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

a- Armatures perpendiculaires aux nervures :

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

$$A \perp = \frac{4 \times ln}{f_e} = \frac{4 \times 60}{520} \Rightarrow A \perp = 0.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$\phi \leq 4 \text{ mm} \Rightarrow f_e = 520 \text{ MPa}$
 On prendra $\phi = 4 \text{ mm}$.

Choix des armatures :

$$5 \phi 4/\text{ml} \Rightarrow A \perp = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b- Armatures parallèles aux nervures :

$$A // \geq \frac{A}{2} = \frac{0.46}{2} = 0.23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5 \phi 4/\text{ml} \Rightarrow A // = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

III.2.3 /- Evaluation des charges :

Etat limite ultime : $q_u = (1.35G + 1.5Q) \times b$

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

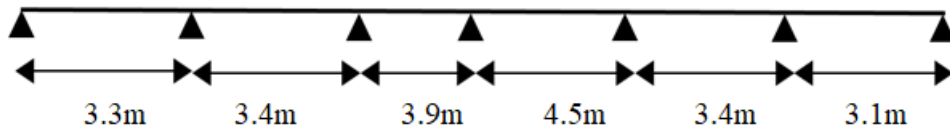
Tableau III.1 : Evaluation des charges.

Type de planche r	Destinations	G[KN/m ²]	Q[KN/m ²]	b[m]	q _u [KN/m]	q _s [KN/m]

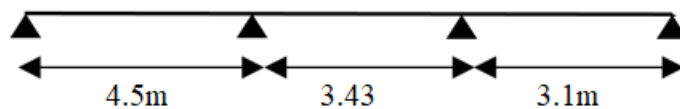
Terrasse	Inaccessible	7.0	1	0.6	6.57	4.8
Etage courant	Habitation	5.05	1.5	0.6	5.44	3.93

Types de poutrelles :

Type 01 :



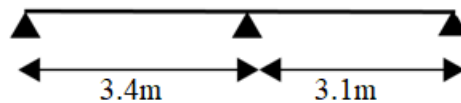
Type02 :



Type 03



Type 04 :



III.2.4 /- Méthode de calcul :

Pour déterminer les sollicitations dans les poutrelles continues, il existe deux méthodes de calcul :

- La méthode forfaitaire (plancher à charges d’exploitation modérées) ;
- La méthode de Caquot (plancher à forte surcharge).

III.2.4.1 /- Choix de la méthode de calcul :

- **Conditions d’application de la méthode forfaitaire : (plancher à charges d’exploitation modérées).**

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

1. La charge d’exploitation doit vérifier : $Q \leq \max(2 \times G; 5) [KN / m^2]$;
 2. Les moments d’inerties 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
 ($0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} \leq 1.25$) et
 4. La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).
- Si les quatre conditions sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire.

- Si la première condition n'est pas vérifiée, on appliquera la méthode de Caquot.
- Si la première condition est vérifiée mais une ou plus des trois conditions (2,3 et 4) ne le sont pas, on appliquera la méthode de Caquot minoré.

- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Plancher terrasse :

Type 01 et 02 :

1. $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ pour le plancher de terrasse
Donc $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \max(2G ; 5) [\text{KN/m}^2]$ C.V.
2. Les moments d'inerties est constant C.V.
3. $0.8 > \frac{li+1}{li} = \frac{340}{450} = 0.76 \leq 1.25$ C.N.V.
4. La fissuration est peu nuisible C.V.

Type 03 :

1. $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ pour le plancher de terrasse
Donc $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \max(2G ; 5) [\text{KN/m}^2]$ C.V.
2. Les moments d'inerties est constant C.V.
3. $0.8 < \frac{li+1}{li} = \frac{310}{340} = 0.91 \leq 1.25$ C.V.
4. La fissuration est peu nuisible C.V.

Type 04 :

1. $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ pour le plancher de terrasse
Donc $Q = 1 \text{ KN/m}^2 < \max(2G ; 5) [\text{KN/m}^2]$ C.V.
2. Les moments d'inerties est constant C.V.
3. $0.8 < \frac{li+1}{li} = \frac{340}{330} = 1.03 \leq 1.25$ C.V.
4. La fissuration est peu nuisible C.V.

-Méthode de Caquot minoré :

Dans le cas où l'une des quatre conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, on peut appliquer la méthode de Caquot, mais il faut diminuer les moments sur appuis dû aux charges permanentes par application d'un coefficient compris entre 1 et $\frac{2}{3}$; les moments en travées sont majorés en conséquence.

Conclusion :

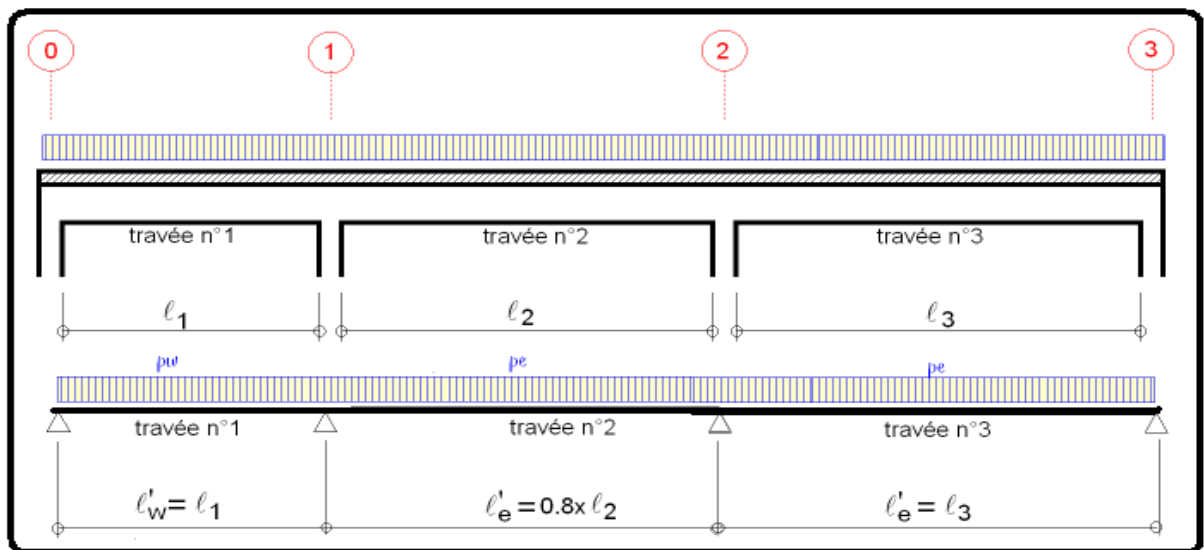
- La méthode forfaitaire n'est pas applicable pour le type 01 et 02 car la 3eme condition n'est pas vérifiée ; donc ce type de poutrelle sera étudié par la méthode de Caquot minoré.
- La méthode forfaitaire est applicable pour les types 03 et 04.

III.2.4.2 /- Principe des méthodes choisies :

Principe de la méthode de Caquot :

On détache de chaque côté des appuis des *travées fictives* de longueur l'_w et l'_e

- l'_w ou $l'_e = 0.8 \times l_i$ pour les travées intermédiaires
- l'_w ou $l'_e = l_i$ pour les travées de rives sans console



Avec : w => gauche et e => droite

Figure III.5 : principe de la méthode de Caquot.

Moment sur appuis de rive

$$M_i = -0.2 M_0$$

M_0 : Moment en travée d'une poutre simplement appuyée ; ($M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$).

Moment sur appuis intermédiaire :

$$M_i = \frac{-q_w \times l_w^2}{8.5} \times \frac{\frac{l'_w}{I_w}}{\frac{l'_w}{I_w} + \frac{l'_e}{I_e}} - \frac{q_e \times l_e^2}{8.5} \times \frac{\frac{l'_e}{I_e}}{\frac{l'_w}{I_w} + \frac{l'_e}{I_e}}$$

$$M_i = \frac{-q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8.5 \times (l'_w + l'_e)} \quad (\text{dans le cas où } I_e = I_w)$$

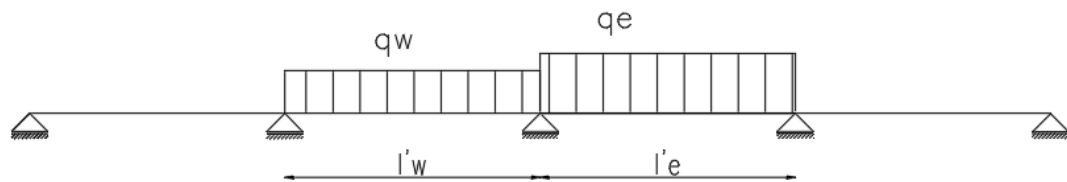


Figure III.6 : schéma statique d'une poutre continue.

- Recherche des abscisses de moments fléchissant maximum : (la formule valable uniquement pour des charges uniformément réparties).

$$x_0 = \frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{q \times l}$$

x_0 : Abscisse relative de M_t ;

M_e et M_w : Moment sur appuis en valeur algébrique.

- **Moment en travée :**

$$M_{tmax}(x_0) = \frac{q \times l \times x_0}{2} - \frac{q \times x_0^2}{2} + M_w \times \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_e \times \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

- **Effort tranchant :**

$$T = \pm \frac{q \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

- **Principe de calcul de la méthode forfaitaire :**

Les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- a- **Travée de rive :**

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

$$M_t + \alpha$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0$$

- b- **Travée intermédiaire :**

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

$$M_t + \alpha$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0$$

Où :

M_0 : Valeur maximale du moment de flexion dans la travée supposée simplement appuyée

;

M_w et M_e les valeurs absolues respective des moments sur appuis de gauche et de droite qui sont pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_t : Moment maximal dans la travée considérées.

- Les valeurs des moments sur appuis extrêmes sont données en fonction de la nature de cet appui (simple, encastré ou semi-encastré)
- Les valeurs des moments sur appuis intermédiaire sont données comme suit :

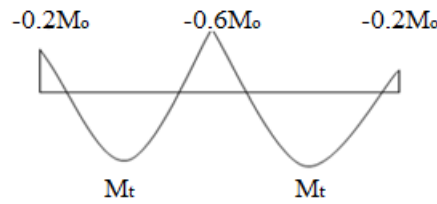


Figure III.7 : Moment aux appuis selon la méthode forfaitaire.

- Pour la détermination de l'effort tranchant maximal, on utilise la formule :

$$V = T = \frac{Q \times L}{2} + \frac{M_e - M_w}{L}$$

III.2.5 Exemple de calcul des poutrelles :

Type 02 : on applique la méthode de Caquot minoré pour le plancher terrasse :

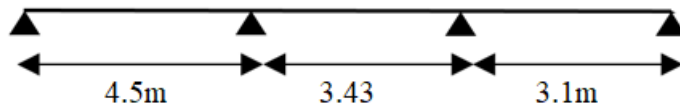


Figure III.8 : Schéma statique d'une poutre type 02.

La méthode de travail reste la même que la méthode de Caquot sauf qu'il faut prendre $\frac{2}{3}$ de la charge permanente g.

a- Moment fléchissant en appuis :

La charge ultime réduite : $q_u^r = [1.35 \times (\frac{2}{3} \times 7.0) + 1.5 \times 1] \times 0.6 = 4.68 \text{ KN/ml}$.

La charge de service réduite : $q_s^r = [(\frac{2}{3} \times 7) + 1] \times 0.6 = 3.4 \text{ KN/ml}$.

Le moment d'inertie : $I_y = \frac{b \times h^3}{12} = I_1 = I_2 = I_3 = \frac{0.12 \times 0.2^3}{12} = 0.00008 \text{ m}^4$

Les travées fictives : $l'_1 = l_1 = 4.5 \text{ m}$

$l'_2 = 0.8 \times l_2 = 0.8 \times 3.4 = 2.72$

$l'_3 = l_3 = 3.1 \text{ m}$

Appuis de rives : appuis (1) et (4)

- Etat limite ultime (ELU) :

$M_1 = -0.2 \times \frac{q_u^r \times l_1^2}{8} = -0.2 \times \frac{4.68 \times (4.5)^2}{8} = -2.36 \text{ KN.m}$

$M_4 = -0.2 \times \frac{q_u^r \times l_3^2}{8} = -0.2 \times \frac{4.68 \times (3.1)^2}{8} = -1.12 \text{ KN.m}$

- **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_1 = -0.2 \times \frac{q_s^r \times l_1^2}{8} = -0.2 \times \frac{3.4 \times (4.5)^2}{8} = \checkmark M_1 = -1.72 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -0.2 \times \frac{q_s^r \times l_1^2}{8} = -0.2 \times \frac{3.4 \times (3.1)^2}{8} = \checkmark M_1 = -0.81 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaires : appuis (2) et (3)

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_i \checkmark - \frac{q_w \times l_w^3 + q_e \times l_e^3}{8.5 \times (l_w' + l_e')}$$

$$M_2 = \frac{-q_u^r \times l_1^3 + q_u^r \times l_2^3}{8.5 \times (l_1' + l_2')} \Rightarrow M_2 = \frac{-4.68 \times 4.5^3 + 4.64 \times 2.72^3}{8.5 \times (4.5 + 2.72)}$$

$$\checkmark > M_2 = -8.48 \text{ KN.m}$$

De la même manière : $M_3 = -4.72 \text{ KN.m}$

- **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_2 = \frac{-q_s^r \times l_1^3 + q_s^r \times l_2^3}{8.5 \times (l_1' + l_2')} \checkmark > M_2 = \frac{-3.4 \times 4.5^3 + 3.4 \times 2.72^3}{8.5 \times (4.5 + 2.72)}$$

$$\checkmark > M_2 = -6.13 \text{ KN.m}$$

De la même manière : $M_3 = -3.43 \text{ KN.m}$

b- Calcul de l'abscisse de Mt maximum (x0) :

$$x_0 = \frac{l}{2} + \frac{M_e + M_w}{q \times l}$$

Travée de rive (1-2) :

$$x_0 = \frac{l_1}{2} + \frac{M_2 + M_1}{q_u^r \times l_1} = \frac{4.5}{2} + \frac{-8.48 + 2.36}{4.68 \times 4.5}$$

$$\Rightarrow x_0 = 1.96 \text{ m}$$

De la même manière pour les autres travées, les résultats des calculs de l'abscisse de Mt maximum (x0) sont donnés dans le **tableau III.2**

c- Moment fléchissant en travées :

$$M_{tmax}(x_0) = \frac{q \times l \times x_0}{2} - \frac{q \times x_0^2}{2} + M_w \times \left(1 - \frac{x_0}{l}\right) + M_e \times \left(\frac{x_0}{l}\right)$$

Travée de rive (1-2) :

- **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_{t1max}^u(x_0) = \frac{q_u^r \times l_1 \times x_0}{2} - \frac{q_u^r \times x_0^2}{2} + M_1^u \times \left(1 - \frac{x_0}{l_1}\right) + M_2^u \times \left(\frac{x_0}{l_1}\right)$$

$$\checkmark \frac{4.68 \times 4.5 \times 1.96}{2} - \frac{4.68 \times 1.96^2}{2} - 2.36 \times \left(1 - \frac{1.96}{4.5}\right) - 8.48 \times \left(\frac{1.96}{4.5}\right)$$

$$M_{t1max}^u(x_0) = 6.61 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de service (ELS) :**

$$M_{t1max}^{ser}(x_0) = \frac{q_{ser}^r \times l_1 \times x_0}{2} - \frac{q_{ser}^r \times x_0^2}{2} + M_1^{ser} \times \left(1 - \frac{x_0}{l_1}\right) + M_2^{ser} \times \left(\frac{x_0}{l_1}\right)$$

$$i \frac{3.4 \times 4.5 \times 1.96}{2} - \frac{3.4 \times 1.96^2}{2} - 1.72 \times \left(1 - \frac{1.96}{4.5}\right) - 6.13 \times \left(\frac{1.96}{4.5}\right)$$

$$M_{t1max}^{ser}(x_0) = 4.82 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Les autres travées sont calculées de la même manière et les résultats sont regroupés dans le **tableau III.2**

d- Calcul de l'effort tranchant :

$$T = \pm \frac{q^r \times l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

Travée de rive (1-2) :

$$T_1 = \pm \frac{q_u^r \times l_1}{2} + \frac{M_2 - M_1}{l_1} = T = \pm \frac{4.68 \times 4.5}{2} + \frac{-8.48 + 2.36}{4.5}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_{gauche} = 9.17 \text{ KN} \\ T_{droite} = -11.89 \text{ KN} \end{cases}$$

De la même manière pour les autres travées les résultats des efforts tranchants sont donnés dans le **tableau III.2**

Tableau III.2 : tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant et l'abscisse (x0) (plancher terrasse) ; (type 02) :

Cas de chargement	Appuis	Moment en appuis M [KN.m]		Travée	L'abscisse X0 [m]		Moment en travée Mt [KN.m]		Effort tranchant [KN]			
		ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU		ELS	
									G	D	G	D
CCC	1	-2.36	-1.72						G	D	G	D
				1	1.96	1.96	6.61	4.80	9.17	-11.88	6.66	-8.63
	2	-8.48	-6.13									
				2	1.94	1.94	0.29	0.21	9.06	-6.84	6.58	-4.97
	3	-4.72	-3.43									
			3	1.80	1.80	2.84	2.06	8.41	-6.09	6.11	-4.42	
DCD	1	-1.91	-1.41						G	D	G	D
				1	1.94	1.94	5.21	3.87	7.34	-9.66	5.44	-7.15
	2	-7.14	-5.27									
				2	1.89	1.89	1.18	0.80	8.87	-7.08	6.42	-5.13
	3	-4.18	-3.06									
			3	1.83	1.83	2.14	1.59	6.91	-4.80	5.11	-3.56	
CDC	1	-2.36	-1.72						G	D	G	D
				1	1.97	1.97	6.74	4.89	9.23	-11.82	6.70	-8.59
	2	-8.18	-5.96									
				2	2.00	1.99	-0.64	-0.41	7.55	-5.29	5.57	-3.94
	3	-4.35	-3.18									
			3	1.77	1.77	2.99	2.16	8.29	-6.21	6.03	-4.50	
CCD	1	-2.36	-1.72						G	D	G	D
				1	1.96	1.96	6.61	4.80	9.17	-11.88	6.66	-8.63
	2	-8.24	-6.16									
				2	1.97	1.97	0.60	0.41	9.22	-6.69	6.69	-4.87
	3	-4.18	-3.06									
			3	1.83	1.83	2.14	1.59	6.91	-4.80	5.11	-3.56	
DCC	1	-1.91	-1.41						G	D	G	D
				1	1.94	1.94	5.21	3.87	7.34	-9.66	5.44	-7.15
	2	-7.14	-5.27									

				2	1.85	1.86	0.88	0.60	8.66	-7.24	6.32	-5.23
	3	-4.72	-3.43									
	4	-1.12	-0.81	3	1.80	1.80	2.84	2.06	8.41	-6.09	6.11	-4.42

X0 : l'abscisse pour lequel les moments en travée sont maximal.

Tableau III.3 : tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant pour type 01 (plancher terrasse).

Cas de chargement	Appuis	Moment en appuis M [KN.m]		Travée	Moment en travée Mt [KN.m]		Effort tranchant [KN]			
		ELU	ELS		ELU	ELS	ELU		ELS	
							G	D	G	D
CCC	0	-1.27	-0.92				G	D	G	D
	1	-5.12	-3.72	1	3.32	2.42	6.56	-8.88	4.77	-6.45
	2	-4.76	-3.45	2	1.80	1.31	8.05	-7.85	5.85	-5.71
	3	-6.31	-4.58	3	3.38	2.47	8.73	-9.51	6.35	-6.91
	4	-5.81	-4.22	4	5.78	4.20	10.64	-10.42	7.73	-7.57
	5	-4.72	-3.43	5	1.49	1.09	8.27	-7.63	6.01	-5.55
	6	-1.12	-0.81	6	2.56	2.09	8.31	-6.19	6.11	-4.43
DCD	0	-1.02	-0.76				G	D	G	D
	1	-4.49	-3.30	1	5.99	1.90	7.28	-5.18	3.86	-5.38
	2	-4.2	-3.09	2	2.39	1.71	8.03	-7.87	5.84	5.72
	3	-5.83	-4.26	3	2.2	1.66	6.96	-7.78	5.16	-5.72
	4	-5.48	-4.00	4	6.17	4.45	10.6	-10.46	7.7	-7.6
	5	-4.35	-3.18	5	0.54	0.46	6.75	-6.09	5	-4.52
	6	-1.12	-0.81	6	2.99	2.16	8.29	-6.21	6.03	-4.51
CDC	0	-1.27	-0.92				G	D	G	D
	1	-4.77	-3.48	1	3.74	2.52	6.85	-8.59	4.84	-6.38
	2	-4.39	-3.21	2	0.87	0.68	6.53	-6.31	4.83	-4.69
	3	-5.57	-4.09	3	3.92	1.87	8.82	-9.42	5.88	-6.36
	4	-5.03	-3.70	4	4.28	3.17	8.83	-8.38	6.38	-6.22
	5	-4.18	-3.06	5	2.15	1.52	8.20	-7.70	5.96	-5.60
	6	-0.90	-0.67	6	2.11	1.60	6.90	-4.80	5.11	-3.57

Type 03 et 04 :

Les deux types sont calculés par la méthode forfaitaire et les différentes sollicitations de chaque type sont regroupées dans le **tableau III.4**

Tableau III.4 : tableau récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant pour type 03 et 04 (étage courant).

Type	Appuis	Moment en appuis M [KN.m]		Travée	Moment en travée Mt [KN.m]		Effort tranchant [KN]			
		ELU	ELS		ELU	ELS	ELU		ELS	
							G	D	G	D
03	1	-1.78	-1.30	1	5.64	4.12	10.84	-12.46	7.92	-9.10
	2	-5.69	-4.16							
	3	-1.89	-1.38	2	6.17	4.50	12.84	-11.16	9.38	-8.16
04	1	-1.89	-1.38	1	6.17	4.50	11.16	-12.84	8.16	-9.38
	2	-5.69	-4.16							
	3	-1.57	-1.15	2	4.88	3.56	11.71	-10.18	8.55	-7.44

Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants maximaux de chaque type de poutrelle.

Type de plancher	Type de poutrelle	Méthode de calcul	Moment en appuis [KN.m]		Moment en travée [KN.m]		Effort tranchant [KN]
			ELU	ELS	ELU	ELS	
Étage courant	Type 01	Caquot minoré	-5.48	-3.93	5.60	4.00	9.24
	Type 02	Caquot minoré	-7.39	-5.29	5.95	4.25	10.35
	Type 03	Forfaitaire	-5.69	-4.16	6.17	4.50	12.84
	Type 04	Forfaitaire	-5.69	-4.16	6.17	4.50	11.71
Terrasse inaccessible	Type 01	Caquot minoré	-6.31	-4.58	6.17	4.45	10.64
	Type 02	Caquot minoré	-8.48	-6.16	6.74	4.89	11.88

III.2.6 /- ferrailage des poutrelles :

III.2.6.1 /- calcul des armatures longitudinales :

- **En travée :**
- Etat limite ultime (ELU) : $M_t^u_{max} = 6.74 \text{ KN} \cdot \text{M}$

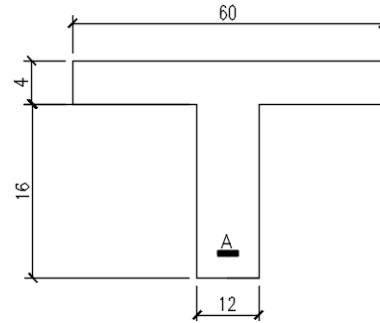


Figure III.9 : section de la poutrelle.

$M_T > M^{max}$: Le moment fléchissant équilibré par la table de compression.

Si $M_T < M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section de calcul sera une section en "Té".

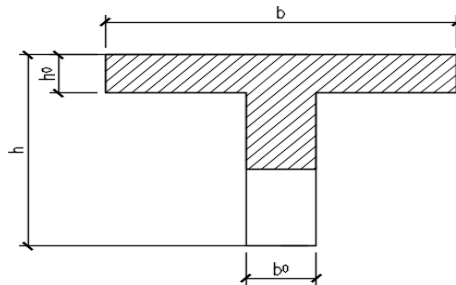


Figure III.10 : section de calcul en "Té".

Si $M_t > M^{max}$: la zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section en « Té » sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b × h).

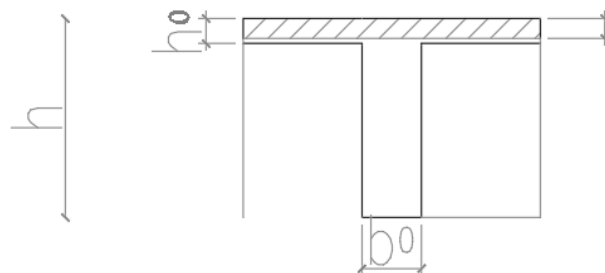


Figure III.11 : section de calcul rectangulaire.

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

- Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

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

$$M_T = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) M_T = 54528 \text{ N} \cdot \text{m} = 54.528 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M_T = 54.528 \text{ KN} \cdot \text{m} > M_t^u = 6.74 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc ; la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions (b × h) = (60 × 20) cm².

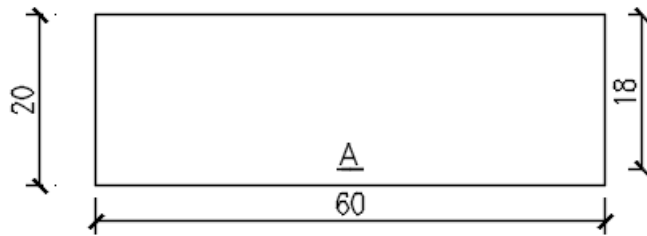


Figure III.12 : section de calcul en travée.

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{6740}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu_L = 0,392 \text{ (acier FeE 400)} \Rightarrow A' \neq \emptyset \text{ et ; } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,030$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,987$$

Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{6740}{348 \times 0,987 \times 18} = 1,08 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) = \dot{=} A_t^u = 1,08 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 3 T 10 $\rightarrow A_t^u = 2,36 \text{ cm}^2$

- **En appuis :**

$$M_a^u = -8,48 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M_a^u < 0 \rightarrow$ 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 $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$.

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8480}{14,2 \times 12 \times 18^2} = 0,153$$

$$\mu = 0,153 < \mu_L = 0,392 (\text{acier FeE 400}) \Rightarrow A' \neq \text{et ; } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \alpha = 0,209$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \beta = 0,916$$

Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8480}{348 \times 0,916 \times 18} = 1,33 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

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

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) = \dot{=} A_a^u = 1,33 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 1 T 14 $\rightarrow A_a^u = 1,54 \text{ cm}^2$

Vérification à E.L.S :

En travée :

$$M_t^{ser} = 4,89 \text{ KN} = 4890 \text{ N}$$

Vérification de l'étendu de la zone comprimée :

$$H = \frac{b \times b_0^2}{2} - \dot{=} 15A (d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - \dot{=} 15 \times 2,36 \times (18 - 4) = -15,6 < 0$$

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

$$D = \frac{(b-b_0)h_0+15A}{b_0} = \frac{(60-12) \times 4 + 15 \times 2.36}{12} = 18,95 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b-b_0)h_0^2+30.A.d}{b_0} = \frac{(60-12) \times 4^2 + 30 \times 2.36 \times 18}{12} = 170,2 \text{ cm}$$

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

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

$$I = \frac{60 \times 4,05^3 - (60-12) \times (4,05-4)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18-4,05)^2 = 7216,97 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_t^s}{I} = \frac{4890}{7216,97} = 0,68$$

$$\sigma_b = K.y_1 = 1,16 \times 4,05 = 2,74 \text{ MPa}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire avec} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha' = \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{6740}{4890} = 1,37$$

$$\alpha = 0,054 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

En appuis :

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{8,48}{6,16} = 1,376$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,376-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,438$$

$$\alpha = 0,148 < 0,438 \rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc :

- Fissuration peu nuisible
(aucune vérification pour σ_s)
 - $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$
- } \Rightarrow Les armatures calculées à l'E.L.U seront maintenues

III.2.6.2 /- Calcul des armatures transversales :

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{max} = 12.84 \text{ KN}$$

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

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,2 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = 12840 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

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

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

On doit vérifier que :

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

$$A_{inf} = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[12840 + \frac{8480}{0,9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0,38 \text{ cm}^2 \quad \text{--- (Condition vérifiée)}$$

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

c- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Vérifier si : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{12840}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,59 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$

$\tau_u = 0,59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

d- Section des armatures transversales A_t :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{tmin} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{20}{35} ; \frac{12}{10} ; 1 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

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

e- Espacement des armatures transversales δ_t :

$$\begin{aligned} & \text{K} = 1 \text{ (Flexion simple)} \\ & \alpha = 90^\circ \\ & \delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = 223,25 \\ & \delta_{t2} \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 16,20 \\ & \delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 b_0 \times \sin \alpha} = 27,90 \\ & \delta_t \leq \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 16,20 \\ \text{Conclusion : } & \delta_t = 15 \text{ cm} \end{aligned}$$

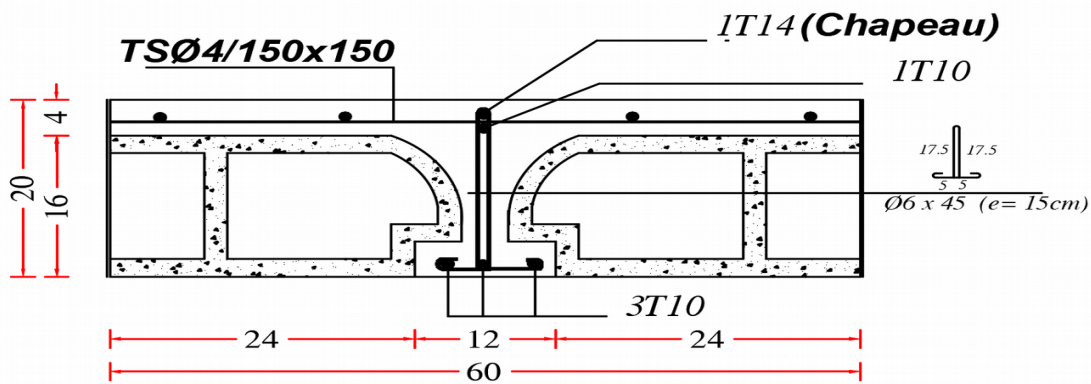


Figure III.13 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.

III.2.7 /- Vérification de la flèche :

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

- Vérification de la flèche pour le plancher terrasse :

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

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = \frac{20}{450} = 0,044 < 0,063$ Avec $l = 4,50 \text{ m}$ (la plus grande portée) (Condition non vérifiée).

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left(\frac{M_t^s}{M_0^s} \right) = 0,044 < \frac{1}{10} \times \left(\frac{4890}{8480} \right) = 0,058 \text{ Avec } M_t^s : \leq \text{moment max en travée} \text{ (Condition vérifiée).}$$

(Condition vérifiée).

$$\frac{A_s^t}{b_0 \times d} = \frac{2,36}{60 \times 18} = 0,0021 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,011 \text{ (Condition vérifiée).}$$

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

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

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

Calcul des moments fléchissant : $M_0 = q \times \frac{l^2}{8}$

$$M_j^S = 0,70 \quad M_{0_j} = 4,30 \text{ KN.m}$$

$$M_g^S = 0,70 \quad M_{0_g} = 5,36 \text{ KN.m}$$

$$M_p^S = 0,70 \quad M_{0_p} = 6,96 \text{ KN.m}$$

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 : $E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$

Calcul du moment d'inertie I_0 :

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu}$$

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 :**

$$v_1 = \frac{h_0 \times b \times \frac{h_0}{2} + b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + n \times A \times d}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

$$v_1 = \frac{4 \times 60 \times 2 + 12 \times 16 \times 12 + 15 \times 2,36 \times 18}{60 \times 4 + 12 \times 16 + 15 \times 2,36}$$

$$v_1 = 7,32 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 7,32 = 12,68 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \frac{v_1^3}{3} - (b - b_0) \times \frac{(v_1 - h_0)^3}{3} + b_0 \times \frac{v_2^3}{3} + n \times A (d - v_1)^2$$

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

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.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4300}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 118,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6960}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 191,40 \text{ MPa}$$

Calcul de: μ_g ; μ_j et μ_p :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = \mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010925 \times 118,25 + 2,1}$$

$$\mu_j = \mu_g = 0,52$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,010925 \times 191,40 + 2,1} = \mu_p = 0,35$$

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{1 + \mu}$$

Avec

I_f : Moment d'inertie fictif.

\square_i : Pour les déformations instantanées.

\square_v : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\square_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,010925} = 3,69$$

$$\square_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,010925} = 1,47$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 I_0}{1 + \square_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 3,69 \times 0,52} = 7330,69 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 I_0}{1 + \square_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 1,47 \times 0,52} = 12126,96 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 I_0}{1 + \alpha_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 19451,645}{1 + 3,69 \times 0,35} = 9337,47 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{5360 \times 4,5^2 \times 10^4}{10 \times 10818,87 \times 12126,96} = 0,82 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{5360 \times 4,5^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 7330,69} = 0,46 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{6960 \times 4,5^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 9337,47} = 0,47 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i) \quad \Delta_{ft} = (0,84 - 0,46) + (0,47 - 0,46)$$

$$\Delta_{ft} = 0,39 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

$$l = 4,50 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{450}{500} = 0,9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0,39 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0,9 \text{ cm}$$

La flèche est vérifiée.

III.3 /- Plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires (grande portée l_y , petite portée l_x , épaisseur h_d) dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalle partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyées sur le contour).

III.3.1/- Méthode de calcul :

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions (**voir chap. II**), et le calcul se fait en flexion simple.

Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

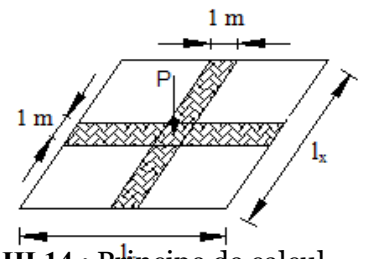
→ La dalle est considérée comme un panneau reposant sur 4 cotés.

→ Considérons 2 bandes :

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

→ Une charge élémentaire P appliquée sur une bande

de 1 m perpendiculaire aux lignes d'appui à l'ELUR et à L'ELS. **Figure III.14 : Principe de calcul.**



Conclusion :

Sous l'effet de la charge :

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

Diamètre des armatures :

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

D'après l'article 91-14.5/ BAEL91, on a :

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

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

Calcul de l'enrobage et des hauteurs utiles :

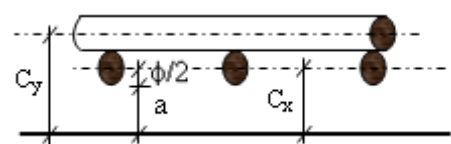


Figure III.15 :
Enrobage.

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

$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{array} \right. = i \left\{ \begin{array}{l} C_x = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ mm} \\ C_y = 10 + 10 + \frac{10}{2} = 25 \text{ mm} \end{array} \right.$$

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 :

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

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

III.3.2 /- Évaluation des charges et combinaisons fondamentales :

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

État	Charges [KN/m]		Combinaison d'action Tableau III.6 : tableau des combinaisons fondamentales			Pour une bande de 1 m. de largeur		
	G	Q	Symbole	Formule	Valeur [KN/m ²]	Symbole	Formule	Valeur [KN/m]
ELU	6.25	2.50	q ^u	1,35 G + 1,5 Q	12.1875	q ^u	q ^u × 1	12.1875
ELS			q ^s	G + Q	8.75	q ^s	q ^s × 1	8.75

Calcul des sollicitations :

Moments fléchissant : $\left\{ \begin{array}{l} M_x^u = \mu_x \times q \times l_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x \\ i M_y^u = \mu_y \times M_x^u \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y \end{array} \right.$

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

et Coefficient de poisson : $\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \rightarrow \text{Pour le béton fissuré [ELU] ;} \\ \nu = 0,2 \rightarrow \text{Pour le béton non fissuré [ELS].} \end{array} \right.$

→ **Mode d'encastrement :**

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

• **Sur appui :**

0,3 M₀ → Pour un appui de rive ;

0,5 M₀ → Pour un appui intermédiaire.

• **En travée :**

0,85 M₀ → Pour une dalle de rive ;

0,75 M₀ → Pour une dalle intermédiaire.

Avec :

M₀ : Moment de flexion pour la dalle considérée isostatique.

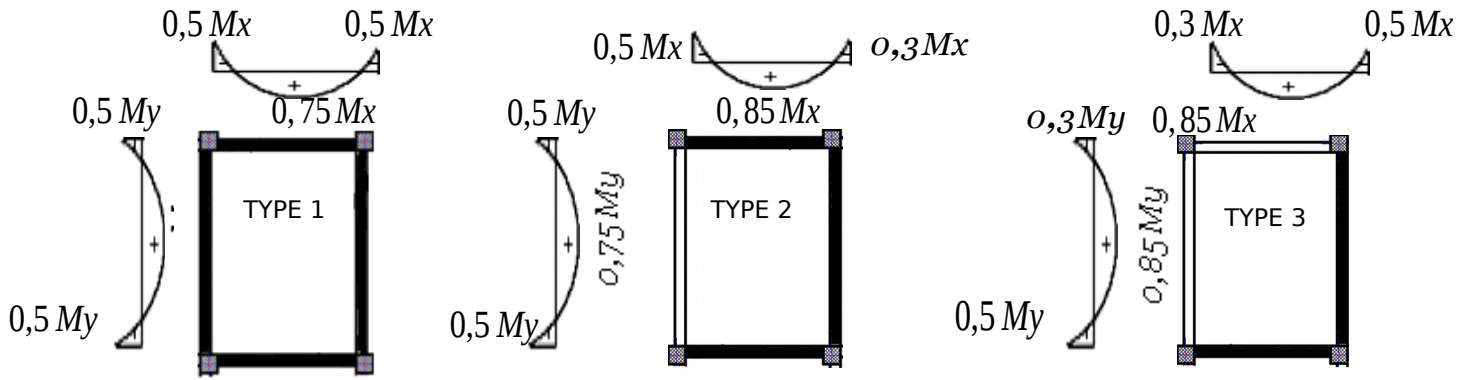


Figure III.16 : Schéma représentatif des différents types de panneaux avec diagramme des moments

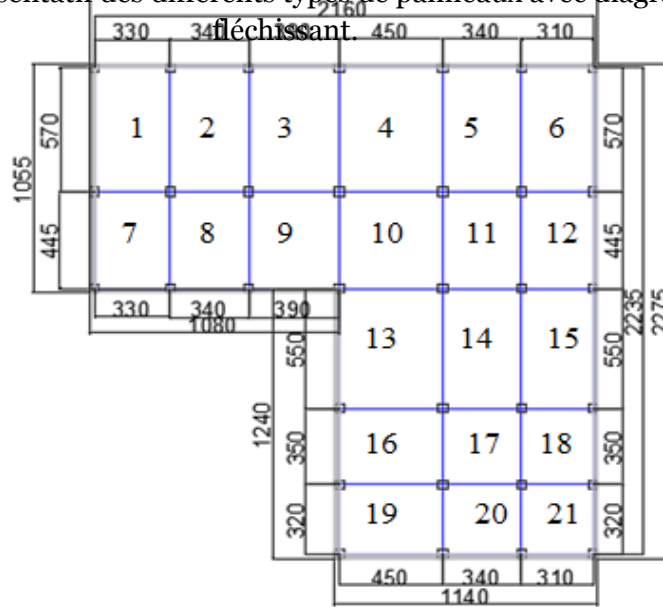


Figure III.17 : numérotations des panneaux de la structure.

Type 01 : panneaux 9,10, 11, 14 et 17.

Type 02 : panneaux 2,3,4,5,8,12,15,16,18 et 20.

Type 03 : panneaux 1,6,7,19 et 21

Calcul des moments fléchissant :

$L_x = 3.10 \text{ m} ; L_y = 4.15 \text{ m}$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,74 > 0,4 \rightarrow$ la dalle porte suivant deux sens.

a. Etat limite ultime (ELU)

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{310}{415} = 0,74$ tableau $\begin{cases} \mu_x = 0,0625 \\ \mu_y = 0,524 \end{cases}$

$M_x^u = \mu_x \times q^u \times l_x^2 = 0,0625 \times 12.1875 \times 3.10^2 = 7.32 \text{ KN} \cdot \text{m}$

$M_y^u = \mu_y \times M_x^u = 0,524 \times 7.32 = 3.84 \text{ KN} \cdot \text{m}$

A. En travée

$M_{0x} = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 1180,17 = 5.49 \text{ KN} \cdot \text{m}$

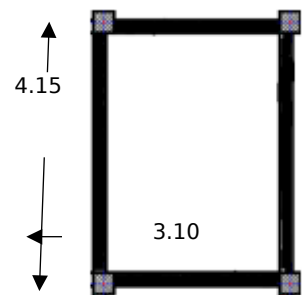


Figure III.18 : panneaux 11.

$$M_{0y} = 0,75 \times M_y^u = 0,75 \times 583 = 2.88 \text{ KN.m}$$

B. En appuis :**- Appuis intermédiaires**

$$M_{aix} = -0.5 \times M_x^u = -0.5 \times 1180,17 = -3.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{aiy} = -0.5 \times M_y^u = -0.5 \times 583 = -1.96 \text{ KN.m}$$

- Appui de rive

$$M_{arx} = -0.5 \times M_x^u = -0.5 \times 1180,17 = -3.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{ary} = -0.5 \times M_y^u = -0.5 \times 583 = -1.96 \text{ KN.m}$$

b. Etat limite de service

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.10}{4.15} = 0,74 \text{ tableau } \begin{cases} \mu_x = 0,0684 \\ \mu_y = 0,644 \end{cases}$$

$$M_x^s = \mu_x \times q^s \times l_x^2 = 0,0684 \times 8.75 \times 3.10^2 = 5.75 \text{ kN.m}$$

$$M_y^s = \mu_y \times M_x^s = 0,632 \times 5.75 = 3.63 \text{ kN.m}$$

1) En travée :

$$M_{0x} = 0,75 \times M_x^s = 0,75 \times 5.75 = 4.31 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,75 \times M_y^s = 0,75 \times 3.63 = 2.72 \text{ KN.m}$$

2) En appuis :**- Appuis intermédiaires**

$$M_{aix} = -0.5 \times M_x^s = -0.5 \times 5.75 = -2.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{aiy} = -0.5 \times M_y^s = -0.5 \times 3.63 = -1.81 \text{ KN.m}$$

- Appui de rive :

$$M_{arx} = -0.5 \times M_x^u = -0.5 \times 5.75 = -2.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{ary} = -0.5 \times M_y^u = -0.5 \times 3.63 = -1.81 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau III.7 : Tableau des moments fléchissant des panneaux en appuis et en travées du plancher haut du RDC.

Type	Panneaux	Longueur		Sens	Rapport $\frac{L_x}{L_y}$	Appuis sur	ELU ($v = 0$)					ELS ($v = 0,2$)				
		l [m]					μ	M_{0_x} et M_{0_y} [daN.m]	En appui		En travée M_t [daN.m]	μ	M_{0_x} et M_{0_y} [daN.m]	En appui		En travée M_t [daN.m]
		L_x	L_y						M_g [daN.m]	M_d [daN.m]				M_g [daN.m]	M_d [daN.m]	
1	1	L_x	3,60	X-X	0,63	4 Appuis	0,0772	1055,79	527,90	527,90	791,84	0,0825	817,94	408,97	408,97	613,45
		L_y	5,68	Y-Y			0,343	362,14	181,07	181,07	271,60	0,5080	415,51	207,76	207,76	311,63
	2	L_x	4,20	X-X	0,74	4 Appuis	0,0634	1180,17	590,08	590,08	885,12	0,0696	939,22	469,61	469,61	704,42
		L_y	5,68	Y-Y			0,494	583	291,50	291,50	437,25	0,6320	593,59	296,79	296,79	445,19
	3	L_x	2,39	X-X	0,42	4 Appuis	0,1062	640,14	320,07	320,07	480,11	0,1086	474,56	237,28	237,28	355,92
		L_y	5,68	Y-Y			0,250	160,04	80,02	80,02	120,03	0,3090	146,64	73,32	73,32	109,98
	4	L_x	3,45	Y-Y	0,96	4 Appuis	0,0401	503,66	251,83	251,83	377,75	0,0475	432,51	216,25	216,25	324,38
		L_y	3,60	X-X			0,911	458,83	229,42	229,42	344,13	0,9390	406,12	203,06	203,06	304,59
	5	L_x	3,45	Y-Y	0,82	4 Appuis	0,0542	680,76	340,38	340,38	510,57	0,0610	555,43	277,72	277,72	416,47
		L_y	4,20	X-X			0,631	429,56	214,78	214,78	322,17	0,7370	409,35	204,68	204,68	307,01
	6	L_x	2,39	X-X	0,69	4 Appuis	0,0695	418,92	209,46	209,46	314,19	0,0754	329,48	164,74	164,74	247,11
		L_y	3,45	Y-Y			0,422	176,79	88,39	88,39	132,59	0,5740	189,12	94,56	94,56	141,84
	7	L_x	2,39	Y-Y	0,66	4 Appuis	0,0733	441,83	220,91	220,91	331,37	0,0789	344,77	172,39	172,39	258,58
		L_y	3,60	X-X			0,382	168,78	84,39	84,39	126,58	0,5410	186,52	93,26	93,26	139,89
	8	L_x	3,60	X-X	0,86	4 Appuis	0,0498	681,07	340,53	340,53	510,80	0,0569	564,13	282,06	282,06	423,10

Type	Panneaux	Longueur		Sens	Rappo rt $\frac{L_x}{L_y}$	Appuis sur	ELU ($v = 0$)					ELS ($v = 0,2$)				
		l [m]	μ				M_{0_x} et M_{0_y} [KN.m]	En appui		En travée	μ	M_{0_x} et M_{0_y} [KN.m]	En appui		En travée	
								M_g [KN.m]	M_d [KN.m]	M_t [KN.m]			M_g [KN.m]	M_d [KN.m]	M_t [KN.m]	
1	9	L_x	1.10	X-X	0.31	4 Appuis	0.1101	1.62	0.81	0.81	1.29	0.1121	1.18	0.59	0.59	0.88
		L_y	3.50	Y-Y			0.2500	0.40	0.20	0.20	0.30	0.2854	0.33	0.16	0.16	0.24
	10	L_x	4.15	X-X	1.00	4 Appuis	0.0368	7.72	3.86	3.86	5.79	0.0441	6.64	3.32	3.32	4.98
		L_y	4.15	Y-Y			1.000	7.72	3.86	3.86	5.79	1.000	6.64	3.32	3.32	4.98
	11	L_x	3.10	X-X	0.75	4 Appuis	0,0625	7.32	3.66	3.66	5.49	0.0684	5.75	2.87	2.87	4.31
		L_y	4.15	Y-Y			0,524	3.84	1.92	1.92	2.88	0.6447	3.70	1.85	1.85	2.77
	14	L_x	3.10	Y-Y	0.60	4 Appuis	0.0829	9.71	4.85	4.85	7.28	0.0870	7.31	3.65	3.65	5.48
		L_y	5.20	X-X			0.3003	2.91	1.46	1.46	2.19	0.4672	3.41	1.70	1.70	2.55
	17	L_x	3.10	Y-Y	0.97	4 Appuis	0.0393	4.60	2.30	2.30	3.45	0.0465	3.91	1.95	1.95	2.93
		L_y	3.20	X-X			0.9376	4.31	2.16	2.16	3.24	0.9543	3.73	1.86	1.86	2.79

Type	Panneaux	Longueur		Sens	Rapport $\frac{L_x}{L_y}$	Appuis sur	μ	M_{0_x} et M_{0_y} [KN.m]	En appui		En travée	μ	M_{0_x} et M_{0_y} [KN.m]	En appui		En travée
		L_x	L_y						M_g [KN.m]	M_d [KN.m]	M_t [KN.m]			M_g [KN.m]	M_d [KN.m]	M_t [KN.m]
2	2	L_x	3.10	X-X	0.57	4 Appuis	0.0860	10.07	5.03	5.03	7.55	0.0910	7.65	3.82	3.82	5.73
		L_y	5.40	Y-Y			0.2728	2.75	0.82	1.37	2.33	0.4357	3.33	0.99	1.66	2.83
	3	L_x	3.60	X-X	0.67	4 Appuis	0.0731	11.54	5.77	5.77	8.65	0.0780	8.84	4.42	4.42	6.63
		L_y	5.40	Y-Y			0.3975	4.59	1.38	2.29	3.90	0.5469	4.83	1.44	2.41	4.10
	4	L_x	4.20	X-X	0.78	4 Appuis	0.0587	12.62	6.31	6.31	9.47	0.0650	10.03	5.01	5.01	7.52
		L_y	5.40	Y-Y			0.5766	7.28	2.18	3.64	6.19	0.6841	6.86	2.05	3.43	5.83
	5	L_x	3.10	Y-Y	0.57	4 Appuis	0.0860	10.07	5.03	5.03	7.55	0.0910	7.65	3.82	3.82	5.73
		L_y	5.40	X-X			0.2728	2.75	0.82	1.37	2.33	0.4357	3.33	0.99	1.66	2.83
	8	L_x	3.10	Y-Y	0.75	4 Appuis	0.0625	7.32	3.66	3.66	5.49	0.0684	5.75	2.87	2.87	4.31
		L_y	4.15	X-X			0.5241	3.48	1.15	1.92	3.26	0.6447	3.70	1.11	1.85	3.14
	12	L_x	2.80	X-X	0.67	4 Appuis	0.0720	6.88	3.44	3.44	5.16	0.0780	5.35	2.67	2.67	4.01
		L_y	4.15	Y-Y			0.4095	2.82	0.84	1.41	2.39	0.5469	2.92	0.87	1.46	2.48
	15	L_x	2.80	Y-Y	0.54	4 Appuis	0.0909	8.69	4.34	2.61	7.39	0.0948	6.50	3.25	1.95	5.52
		L_y	5.20	X-X			0.2313	2.01	1.00	1.00	1.51	0.4050	2.26	1.31	1.31	1.69
	16	L_x	4.20	X-X	1	4 Appuis	0.0368	7.90	3.95	2.37	6.72	0.0441	6.80	3.4	2.04	5.78
		L_y	3.20	Y-Y			1.000	7.90	3.95	3.95	5.93	1	6.80	3.4	3.4	5.1
	18	L_x	2.80	X-X	0.88	4 Appuis	0.0479	4.58	2.29	1.37	3.89	0.0546	3.75	1.87	1.12	3.18
		L_y	3.20	Y-Y			0.7543	3.45	1.73	1.73	2.59	0.8216	3.08	1.54	1.54	2.31
20	L_x	3.10	X-X	1	4 Appuis	0.0368	4.31	2.15	2.15	3.23	0.0441	3.70	1.85	1.85	2.77	

		L_y	2.90	Y-Y			1.000	4.31	1.29	2.15	3.66	1	3.70	1.11	1.85	3.14
--	--	-------	------	-----	--	--	-------	------	------	------	------	---	------	------	------	------

Type	Panneaux	Longueur		Sens	Rapport $\frac{L_x}{L_y}$	Appuis sur	μ	M_{0_x} et M_{0_y} [daN.m]	En appui		En travée	μ	M_{0_x} et M_{0_y} [daN.m]	En appui		En travée
		l [m]							M_g [daN.m]	M_d [daN.m]	M_t [daN.m]			M_g [daN.m]	M_d [daN.m]	M_t [daN.m]
3	1	L_x	3.00	X-X	0.56	4 Appuis	0.0886	9.71	2.91	4.86	8.26	0.0923	7.26	2.18	3.63	6.17
		L_y	5.40	Y-Y			0.2507	2.44	1.22	0.73	2.07	0.4254	3.08	1.54	0.92	2.61
	6	L_x	2.80	X-X	0.52	4 Appuis	0.0937	8.95	2.68	4.47	7.61	0.0974	6.68	2.00	3.34	5.67
		L_y	5.40	Y-Y			0.2096	1.88	0.94	0.56	1.59	0.3853	2.57	1.28	0.77	2.18
	7	L_x	3.00	X-X	0.72	4 Appuis	0.0656	7.19	2.16	3.60	6.11	0.0719	5.66	1.69	2.83	4.81
		L_y	4.15	Y-Y			0.4845	3.48	1.74	1.05	2.96	0.6063	3.43	1.71	1.02	2.91
	19	L_x	4.20	Y-Y	1	4 Appuis	0.0368	3.24	0.97	1.62	2.76	0.0441	6.80	2.04	3.4	5.78
		L_y	2.90	X-X			1.000	5.50	2.75	1.65	4.68	1.0000	6.80	3.4	2.04	5.78
	21	L_x	2.80	Y-Y	0.97	4 Appuis	0.0396	3.78	1.13	1.89	3.21	0.0465	3.18	0.95	1.59	2.70
		L_y	2.90	X-X			0.9312	3.52	1.76	1.06	2.99	0.9543	3.04	1.52	0.91	2.58

III.3.3 /- Détermination des armatures :

Sens x-x :

A. En travée :

Etat limite ultime :

$$M_{tx}^u = 9470 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{9470}{14.2 \times 100 \times (14.5)^2} = 0.031$$

$$\mu = 0,031 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400) A' } \nexists \text{ et } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_{l1} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0,0402$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.983$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{9470}{348 \times 0.983 \times 14.5} = 1.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

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

$$A_{tx\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx\min} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{tx} = \max (A_{cal}; A_{\min}) = \max (1,91; 1,28) = 1,90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement maximal des armatures :

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

Choix des Armatures :

$$5T10/\text{ml} \rightarrow 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Etat limite de service :

$$M_{tx}^s = 7520 \text{ N.m}$$

➤ Flexion simple

➤ Section rectangulaire avec $A' \nexists \alpha^2 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

➤ Acier FeE400

➤ Fissuration peu nuisible

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{9470}{5010} = 1.25$$

$$\frac{1,25-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,3796 > \alpha = 0,0587 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

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

B. En appuis :

Etat limite ultime :

$$M_{au} = 6310 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{6310}{14.2 \times 100 \times (14.5)^2} = 0.0211$$

$$\mu = 0,0211 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0,026$$

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

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{6310}{348 \times 0.989 \times 14.5} = 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

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

$$A_{ax\min} = 0,0008 \times d \times h = 1,28 \text{ cm}^2 \text{ cm/ml}$$

$$\Rightarrow A_{ax\min} = 1,28 \text{ cm}^2 \text{ cm/ml}$$

Conclusion :

$$A_{ax} = \max(A_{cal}; A_{\min}) = \max(0,96; 1,28) = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement maximal des armatures :

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

Choix des Armatures :

$$5T10/\text{ml} \rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad (T10 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

Etat limite de service (ELS)

$$M_{ax}^s = 5010 \text{ N.m}$$

➤ Flexion simple

➤ Section rectangulaire avec $A' \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

➤ Acier FeE400

➤ Fissuration peu nuisible

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^s} = \frac{6310}{5010} = 1.25$$

$$\frac{1,25 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,379 > \alpha = 0,0650$$

Le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

Sens Y-Y :**A. En travée :****Etat limite ultime (ELU)**

$$M_{ty}^u = 6190 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{6190}{14,2 \times 100 \times (13,5)^2} = 0,0239$$

$\mu = 0,023 < \mu_1 = 0,392$ (Acier FeE400) \Rightarrow A' n'existe pas et $1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1$

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

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = 0,030$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 0,987$$

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{6190}{348 \times 0,987 \times 13,5} = 1,33 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

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

$$A_{ty \min} = 0,0008 \times d \times h = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Rightarrow \quad A_{ty \min} = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Conclusion :

$$A_{ty} = \max (A_{cal}; A_{min}) = \max (1.11; 1.28) = 1.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement maximal des armatures :

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

Choix des Armatures :

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

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

Etat limite de service (ELS)

$$M_{ty}^s = 5830 \text{ N.m}$$

➤ Flexion simple

➤ Section rectangulaire avec

➤ Acier FeE400

➤ Fissuration peu nuisible

$$A' \# \left. \begin{array}{l} \alpha' \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \end{array} \right\}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{6190}{5830} = 1.06$$

$$\frac{1.06 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.280 > \alpha = 0.0274$$

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

B. En appuis

Etat limite ultime (ELU)

$$M_{ay}^u = 3640 \text{ N.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_y^2} = \frac{3640}{14.2 \times 100 \times (13.5)^2} = 0.0140$$

$$\mu = 0.0140 < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)} \Rightarrow A' \# \text{ et } 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l$$

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

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

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 0.992$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{3640}{348 \times 0.992 \times 13.5} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité

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

$$A_{ay\min} = 0,0008 \times d \times h = 1,28 \text{ cm}^2 \text{ cm/ml} \Rightarrow A_{ay\min} = 1,28 \text{ cm}^2 \text{ cm/ml}$$

Conclusion :

$$A_{ay} = \max (A_{cal}; A_{\min}) = \max (0, 74; 1,28) = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement maximal des armatures :

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

Choix des Armatures :

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

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

Etat limite de service (ELS)

$$M_{ay}^s = 3430 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire avec
 - Acier FeE400
 - Fissuration peu nuisible
- $$A' \neq \alpha' \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{3640}{3430} = 1.06$$

$$\frac{1,06 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,280 > \alpha = 0,018$$

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

III.3.4 - Vérification des contraintes de cisaillement :

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

- La pièce est bétonnée sans reprise sur toute son épaisseur « article A5.2.2BAEL91 »
- Les dispositions constructives générales concernant les dalles sont respectées.
- La contrainte tangentielle $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28} = 1,00 \text{ MPa}$

Détermination de l'effort tranchant :

$$T_{\max} = \max (T_x ; T_y)$$

Avec :

$$T_x = \frac{q_{\max} \times L_x}{2} \cdot \frac{L_y^4}{L_y^4 + L_x^4}$$

$$T_y = \frac{q_{\max} \times L_y}{2} \cdot \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4}$$

$$T_x = \frac{12.19 \times 4.20}{2} \times \frac{5.4^4}{5.4^4 + 4.2^4} = 18.74 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = \frac{12.19 \times 5.4}{2} \times \frac{4.2^4}{4.2^4 + 5.4^4} = 8.81 \text{ KN/ml}$$

Donc; $T_{U \max} = 18.74 \text{ KN/ml}$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d_x \times 100} = \frac{1874}{100 \times 14.5 \times 100} = 0.0129 \text{ MPa}$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0.0129 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \\ \text{il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right. \Rightarrow \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

III.3.5 /- vérification de la flèche :**- Vérification si le Calcul de la flèche est nécessaire :**

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

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

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_x} \text{ et}$$

$$\rho = \frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \quad (\text{fe en MPa}) \text{ avec :}$$

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

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

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

- $\frac{16}{420} = 0.038 > \frac{9.47}{20 \cdot 12.62} = 0.0375 \Rightarrow$ Condition vérifiée
- $\frac{3.14}{100 \cdot 14.5} = 0.002 < \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Tableau III.8 : tableau récapitulatif du ferrailage de la dalle pleine du niveau haut du sous-sol.

Plancher	Sens	Moment à ELU [KN.M]		Moment à ELS [KN.M]		Amax [cm ²]		Choix des armatures	
		Map puis	Mtra vée	Map puis	Mtra vée	Aapp uis	Atra vée	Aapp uis	Atra vée
Haut du sous-sol	X-X	6.31	9.47	5.01	7.52	3,93	3,93	5T10	5T10
	Y-Y	3.64	6.19	3.43	5.83	3,93	3,93	5T10	5T10

CHAPITRE IV

IV- ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

IV.1 /- Etude de l'acrotère :

IV.1.1 /- Définition :

L'acrotère est un couronnement en béton armé, situé-en bordure de la toiture terrasse, et a pour rôle :

- Protection des joints d'étanchéités des infiltrations des eaux pluviales,
- La sécurité des personnes (joue le rôle d'un garde-corps qui forme un écran pour empêcher toute chute).

Pour notre terrasse (terrasse inaccessible) ; on adoptera -pour l'acrotère les dimensions suivantes (voir Fig.IV.1).

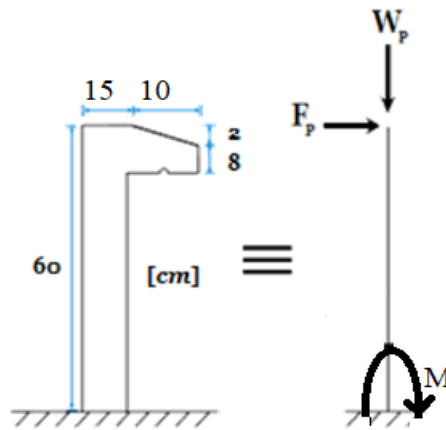


Figure IV.1 : Schéma statique et dimensions d'acrotère.

IV.1.2 /- Calcul du ferrailage :

L'acrotère est assimilé à une console encadrée au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à une charge verticale (son poids propre W_p) et aux charges horizontales (vents ou séisme F_p) qui créent un moment de renversement M donnée par l'article 6.2.3/ RPA99, V2003.

Le calcul sera fait pour une bande de **1m** de largeur et une épaisseur de **15 cm** en flexion composée. Étant donné que l'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

IV.1.3 /- Détermination des sollicitations :

- **Le poids propre : W_p**

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$W_p = \rho \times v = 2500 \times \left[\frac{(0,02 \times 0,15)}{2} + (0,08 \times 0,15) + (0,60 \times 0,10) \right] \times 1 \text{ m}$$

$$W_p = 1.8375 \text{ KN}$$

- **La force horizontale : F_p [R.P.A.99 (version 2003) (6.2.3)]**

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

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 (version2003) /Tableau 6.1].

Pour notre bâtiment, on a :

$$A = 0.15 \text{ (Groupe d'usage 2 ; Zone II.a)}$$

$$C_p = 0.8 \text{ (Elément en console).}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 1.8375$$

$$F_p = 0.882 \text{ KN}$$

- **Effort normal et moment fléchissant :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$\begin{cases} N_u = 1.35 W_p \\ M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1.35 \times 1.8375 \\ M_u = 1.5 \times 0.882 \times 0.6 \end{cases} = \begin{cases} N_u = 2.4806 \text{ KN} \\ M_u = 0.7938 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \cdot L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 1.8375 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0.5292 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

IV.1.4 /- Détermination des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est $(100 \times 10) \text{ cm}^2$.

- **Etat limite ultime :**

• **Position du point d'application de l'effort normal : (N)**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.7938}{2.4806} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m}$$

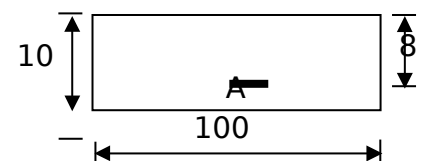


Figure IV.2 : Section de calcul.

L'effort normal est un effort de compression se trouvant à l'extérieur de la section

Donc la section est partiellement comprimée (S.P.C) ; le calcul se ramène à la flexion simple avec un moment fictifs M_f calculé par rapport aux armatures tendues.

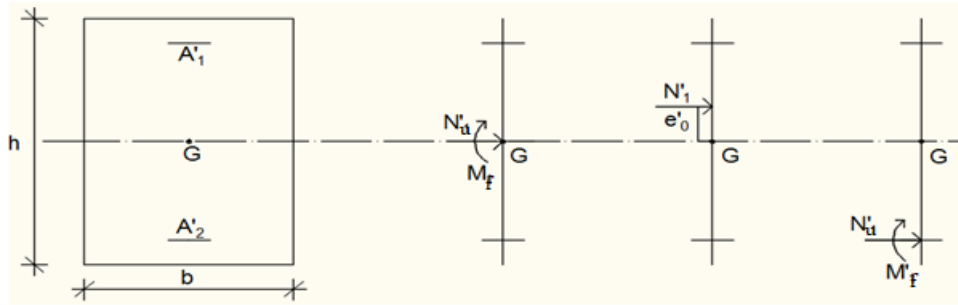


Figure IV.3 : Position du point d'application de l'effort normal Nu.

$$M_f = N_u \cdot e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - c' \right) = 248.06 \times \left(0.32 + \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 86.82 \text{ daN} \cdot \text{m}$$

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

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$M_u = 0.8682 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{868,2}{14,2 \times 100 \times 8^2} = 0,009$$

$$\mu = 0,009 < \mu_L = 0,392 \quad \text{Acier FeE400}$$

$$A' \text{ n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,011$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,995$$

Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{868,2}{348 \times 0,995 \times 8} = 0,32 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,32 - \frac{2480,6}{100 \times 348} = 0,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- **Condition de non fragilité [B.A.E.L.91] :**

Pour les éléments exposés aux intempéries sur plus d'une de leurs faces à l'action climatique armé d'acier de classe FeE400, le pourcentage des armatures sera 0.25% de la section du béton si la longueur de l'élément est inférieure à 2.4m, avec un espacement n'excédant pas la plus petite valeur de 25cm et deux fois l'épaisseur du béton.

$$A_{min} = 0,25 \times b \times h = 0,0025 \times 100 \times 10 = 2,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = \dot{=} A_t = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5\text{T}10/\text{mL} \longrightarrow A = 3.93\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

$$e \leq \min(25; 2hd) \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$5\text{T}8/\text{mL} \longrightarrow A = 2.51\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}8 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{52,92}{183,75} = 0,29 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m}$$

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

Détermination des contraintes :

- C : Centre de pression (point d'application de l'effort normale de compression N_{ser}) ;
- c : La distance du point C à l'arrête la plus comprimée et
- y_2 : La distance du point C à l'axe neutre.

$$y_1 = y_2 + c$$

N est un effort de compression → $y_2 > 0$.

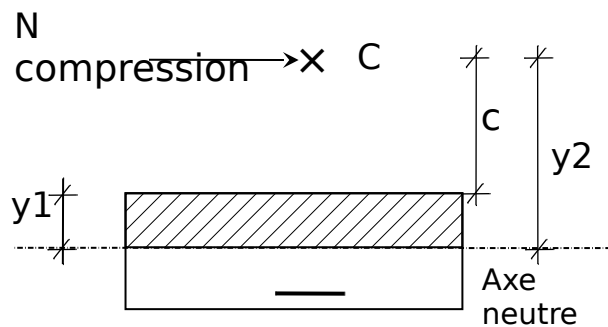


Figure IV.4 : Position de centre de pression.

• Calcul des contraintes :

-
 y_2 : racine de l'équation : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\begin{cases} p = -3c^2 - \frac{90A}{b} \times (c-d) + \frac{90A}{b} \times (d-c) \\ q = -2c^3 - \frac{90A}{b} \times (c-d)^2 - \frac{90A}{b} \times (d-c)^2 \end{cases}$$

$$c = e_0 - \frac{h}{2} = 29 - \frac{10}{2} = 24 \text{ cm} \rightarrow c = -24 \text{ cm} < 0$$

$$\begin{cases} A = 3,93 \text{ cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \text{ avec } \dot{A} = 0 \\ d = 8 \text{ cm} \end{cases}$$

$$p = -3 \times (-24)^2 + \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8+24) = -1614,82 \rightarrow p = -1614,82$$

$$q = -2 \times (-24)^3 - \frac{90 \times 3,93}{100} \times (8+24)^2 = 24026,11 \rightarrow q = 24026,11$$

$$y_2 : \text{ est racines de l'équation : } y_2^3 - 1614,82 y_2 + 24026,11 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = (24026,11)^2 + \frac{4}{27} \times (-1614,82)^3 \rightarrow \Delta = -46579385 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,96 \rightarrow \varphi = 163,74^\circ ; \quad a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 46,40$$

Remarque : y_2 est choisi tel que $0 \leq y_1 = y_2 + c \leq h \Rightarrow y_2 = 26,89 \text{ cm}$

$$\begin{cases} y_{21} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 26,89 \text{ cm} \\ y_{22} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ\right) = -46,19 \text{ cm} \\ y_{23} = a \times \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ\right) = 19,30 \text{ cm} \end{cases}$$

$$0 \leq y_1 = y_2 + c \leq y_1 = 2,89 \text{ cm} \leq 10 \text{ cm} \rightarrow y_1 = 2,89 \text{ cm}$$

• **Calcul du moment statique :**

$$S = \frac{b \cdot y_1^2}{2} - 15 \cdot A \cdot (d - y_1) = \frac{100 \times (2,89)^2}{2} - 15 \times 3,93 \times (8 - 2,89) = 116,37 \text{ cm}^3.$$

$$k = \frac{N_s}{100 \cdot S} = \frac{1837,5}{100 \times 116,37} = 0,16$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,16 \times 2,89 = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,16 \times (8 - 2,89) = 12,26 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma'_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{\eta} \times f_{ij}\right) \rightarrow \sigma'_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Conclusion

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,68 \text{ MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.}$$

IV.1.5 /- Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{max}^u = 1,5 \times F_p \rightarrow T_{max}^u = 132,3 \text{ daN}$$

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

$$\tau_u = 0,02 \text{ MPa} < \tau'_u = 0,05 \times f_c \ 28 = 0,05 \times 25 = 1,25 \rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Remarque :

Pour éviter le risque de rupture en cas de séisme, on prévoit une nappe d'armatures semblables pour les face comprimée e= 10 cm

IV.1.6 /- Dessin de ferrailage :

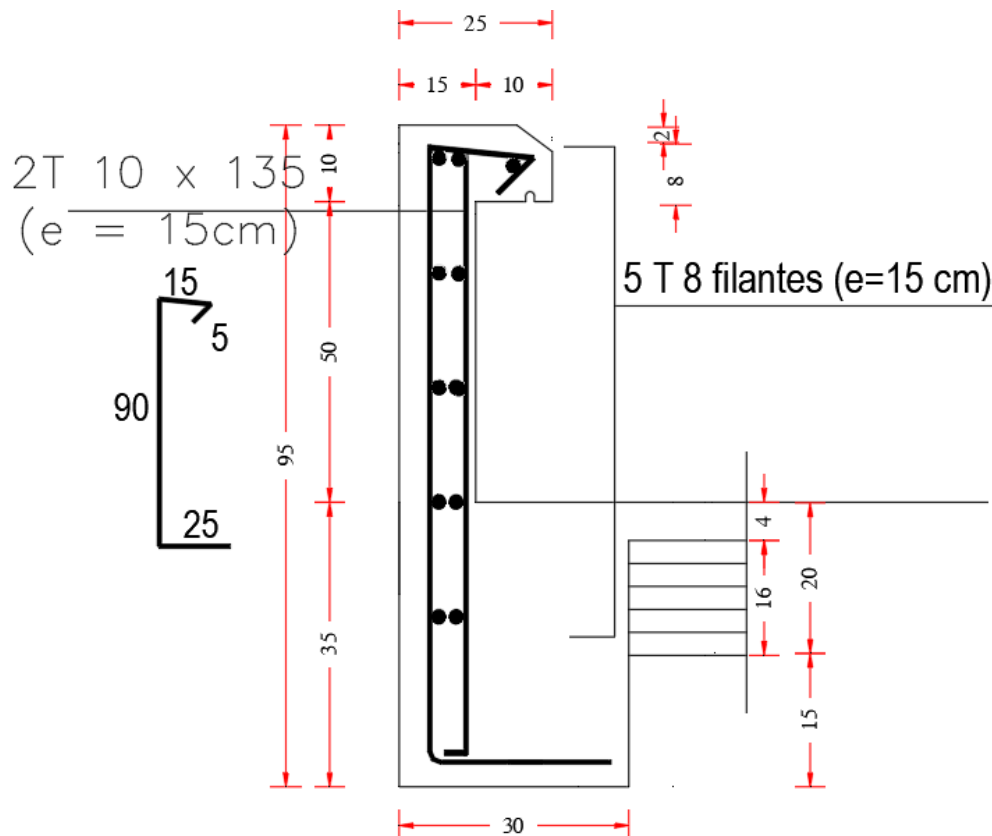
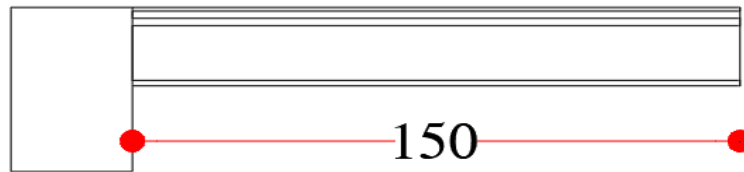


Figure IV.5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.**IV.2 /- Etude des balcons :**

Les balcons sont considérés comme étant encastres sur les poutres ; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente « G » et une surcharge d'exploitation « P ».

**Figure IV.6 :** Coupe transversale d'un balcon à dalle pleine (d'étage courant).**IV.2.1 /- Descente de charges :**

- Epaisseur du balcon :

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

Tableau IV.1 : Charges appliquées sur la dalle pleine du balcon.

N ^o	Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)	
1	Dallage céramique	/	/	0,13	
2	Mortier de pose	20	0.01	0,20	
3	Béton pour rattrapage de niveau	22	0.035	0,77	
4	Dalle pleine	25	0.15	3,75	
5	Enduit au ciment	18	0.015	0,27	
	Charge permanent G (balcon)			5,12	(KN/m²)
	Charge d'exploitation Q (balcon)			3,5	(KN/m²)

Pour une bande de 1m de largeur :

$$G = G_1 \times 1,00 = 5,12 \times 1,00 = 5.12 \text{ kN/ml}$$

a. Calcul de la charge due au poids du mur :

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur : $e = 10 \text{ cm}$

$$G_m = (0.90 + 2 \times 1,5 \times 0.18) = 1.44 \text{ KN/m}^2$$

Hauteur du mur : $h = 3,06 \text{ m} \rightarrow P = 1.44 \times 3,06 = 4,41 \text{ KN/ml}$

b. Surcharges d'exploitation :

Balcon pour locaux à usage d'habitation $\rightarrow Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

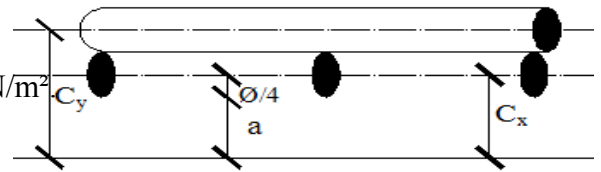


Figure IV.7: Enrobage.

Pour une bande de 1m de largeur : $Q = Q_1 \times 1,00 = 3.50 \text{ KN/ml}$.

Notre Balcon n'est pas exposé aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le plus bas possible $\rightarrow a = 1 \text{ cm}$.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. (B.A.E.L 91).

$$\phi_{max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ avec } h_d = 15 \text{ cm}$$

$$\phi_{max} \leq \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm} \rightarrow \text{Donc ; on prendra : } \phi_{max} = 10 \text{ mm}$$

Calcul de l'enrobage :

$$c = 10 + \frac{\phi}{2} = 10 + \frac{10}{2} = 15 \rightarrow c = 15 \text{ mm}$$

Hauteur utile :

$$d = h_d - c = 16 - 1,5 = 14,5 \rightarrow d = 14,5 \text{ cm}$$

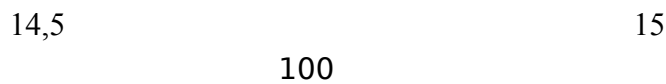


Figure IV.8 : Disposition des armatures de la nappe supérieure.

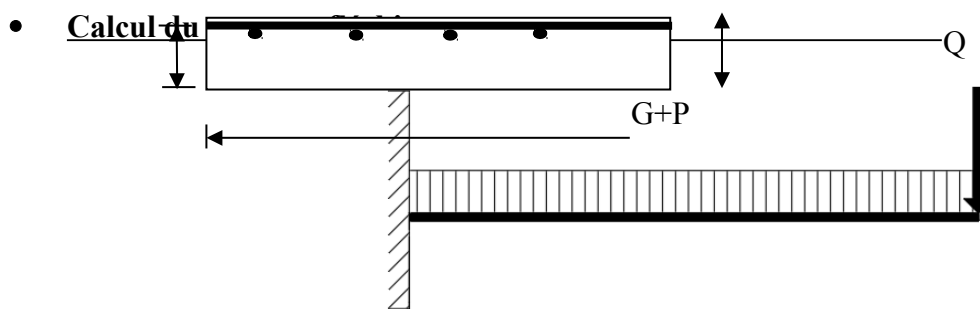


Figure IV.9 : Schéma statique du balcon.

➤ **ELU :**

$$M_u = -[1,35 G + 1,5 Q] \frac{L^2}{2} - 1,35 \times P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -[(1,35 \times 5,12) + (1,5 \times 3,50)] \frac{1,5^2}{2} - 1,35 \times 4,41 \times 1,50 \times 1 \text{ m}$$

$$M_u = -22,61 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ **ELS :**

$$M_{ser} = -[G+Q] \frac{L^2}{2} - P \times L \times 1 \text{ m}$$

$$M_{ser} = -[5,12 + 3,50] \frac{1,5^2}{2} - 4,41 \times 1,5 \times 1 \text{ m} \rightarrow M_{ser} = -16,31 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

IV.2.2 /- Calcul du ferrillage :

➤ **Etat limite ultime :**

$$M_u = -22610 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{22610}{14,2 \times 100 \times 14,5^2} = 0,075 \quad ;$$

$$\mu = 0,075 < \mu_L = 0,392 \quad \Rightarrow \text{A' N' existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \dot{\iota} \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \dot{\iota} \alpha = 0,10 \quad ;$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \dot{\iota} \beta = 0,960 \quad .$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{22610}{348 \times 0,960 \times 14,5} = 4,66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,28 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal} ; A_{min}) \rightarrow A = 4,66 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix des armatures :

$$6\text{T}10 / \text{ml} \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}10 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

➤ **Etat limite de service :**

$$M_s = -16,31 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ Flexion simple

➤ Section rectangulaire

Mpa

➤ Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15$$

Avec : $\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{22610}{16310} = 1,39$

$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$

Conclusion

- $\sigma_b \leq \sigma_{b,lim} = 15 \text{ Mpa}$
 - Fissuration préjudiciable (Aucune vérification pour σ)
- } les armatures calculées à ELU seront maintenues

Les armatures de répartition :

$A_r = \frac{A_u}{4} = 0.79 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Choix des armatures

4T8/ml \longrightarrow A=2,01 cm²/ml

(T8 \longrightarrow e = 25cm).

Remarque : pour des raison pratique on prendras :

T10 \longrightarrow e =15cm (A=4,71 pour armature Ap) et ,

T8 \longrightarrow e = 15cm (A= 2,01 pour Ar)

IV.2.3 /- Calcul des armatures transversales :

$T_{max}^u = [1,35G + 1,5Q] \times L + 1,35P \times 1m$

$T_{max}^u = (1,35 \times 5,12 + 1,5 \times 3,50) \times 1,50 + 1,35 \times 4,41 \rightarrow T_{max}^u = 24,20 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{24200}{(100 \times 14,5)100} = 0.167 \text{ MPa}$

- $\tau_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$
 - (fissuration préjudiciable)
 - $\tau_u = 0.167 < \tau_u = 1,25 \text{ MPa}$
 - Il n'y a pas de reprise de bétonnage
- } les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.2.4 /- Vérification de la flèche :

- **Coordonnée du centre de gravite :**

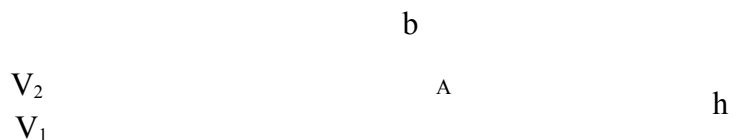
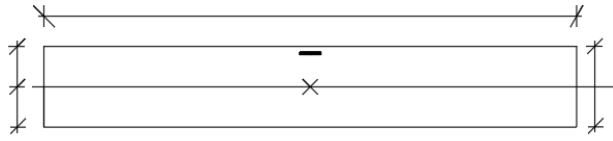


Figure IV.10 : schéma explicatif.

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$



$$V_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 15 \times 4,71 \times 14,5}{100 \times 15 + 15 \times 4,71} = 7,81 \text{ cm}$$

$$V_2 = 15 - 7,81 = 7,19 \text{ cm}$$

$$I_0 = b \times \frac{V_1^3}{3} + b \times \frac{V_2^3}{3} + n \times A \times (d - V_1)^2 = 100 \times \frac{7,81^3}{3} + 100 \times \frac{7,19^3}{3} + 100 \times (14,5 - 7,81)^2$$

$$i > I_0 = 32744,76 \text{ cm}^4$$

$$\rho_1 = 100 \rho = 100 \times \frac{A}{b \times d} = 100 \times \frac{4,71}{100 \times 14,5} = 0,325 = i \beta_1 = 0,911$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{5 \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{5 \times 0,0032} = 6,56$$

$$\lambda_v = \frac{2 \times \lambda_i}{5} = \frac{2 \times 6,56}{5} = 2,62$$

$$M_g = \frac{-G \times L^2}{2} - P \times L = \frac{-5,12 \times 1,5^2}{2} - 4,41 \times 1,5 = -12,38 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_j = \frac{-G \times L^2}{2} = \frac{-5,12 \times 1,5^2}{2} = -5,76 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_p = \frac{-P' \times L^2}{2} - P \times L;$$

Avec $P' = G + q = 5,12 + 3, = 8,62 \text{ KN/ml}$

$$M_p = \frac{-8,62 \times 1,5^2}{2} - 4,41 \times 1,5 = -16,31 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_s^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{12380}{4,71 \times 0,911 \times 14,5} = 198,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_s^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{5760}{4,71 \times 0,911 \times 14,5} = 92,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_s^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{16310}{4,71 \times 0,911 \times 14,5} = 262,15 \text{ MPa}$$

- **Calcul du** $\mu_j; \mu_g; \mu_p$:

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0032 \times 198,98 + 2,1} = 0,20$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0032 \times 92,57 + 2,1} = -0,12$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0032 \times 262,15 + 2,1} = 0,33$$

- **calcul des moments d'inertie fictifs (I_f) :**

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

$$I_f^g = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 32744,76}{1 + 2,62 \times (0,20)} = 23634,70 \text{ cm}^4$$

$$I_f^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 32744,76}{1 + 6,56 \times (0,20)} = 15579,25 \text{ cm}^4$$

$$I_f^j = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 32744,76}{1 + 6,56 \times (-0,12)} = 20154 \text{ cm}^4$$

$$I_f^p = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 32744,76}{1 + 6,56 \times 0,33} = 11381,20 \text{ cm}^4$$

- **calcul des flèches partielles :**

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{4 \times E_v \times I_{fgv}} = \frac{12380 \times 1,5^2 \times 10^4}{4 \times 10820 \times 23634,70} = 0,27 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{4 \times E_i \times I_{fgi}} = \frac{12380 \times 1,5^2 \times 10^4}{4 \times 32200 \times 15579,25} = 0,14 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \times L^2}{4 \times E_i \times I_{fji}} = \frac{5760 \times 1,5^2 \times 10^4}{4 \times 32200 \times 20154} = 0,05 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{4 \times E_i \times I_{ipi}} = \frac{16310 \times 1,5^2 \times 10^4}{4 \times 32200 \times 11381,20} = 0,25 \text{ cm}$$

- **la flèche totale :**

$$\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

$$\Delta f_t = (0,27 - 0,05) + (0,25 - 0,14)$$

$$\Delta f_t = 0,33 \text{ cm}$$

- **la flèche admissible :**

$$L = 1,5 \text{ m} < 2,0 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Delta f_{t,max} = \frac{L}{250} = \frac{150}{250} = 0,48 \text{ cm}$$

$\Delta f_t = 0,33 \text{ cm} < \Delta f_{t,max} = 0,48 \text{ cm} \Rightarrow$ donc la flèche est vérifiée.

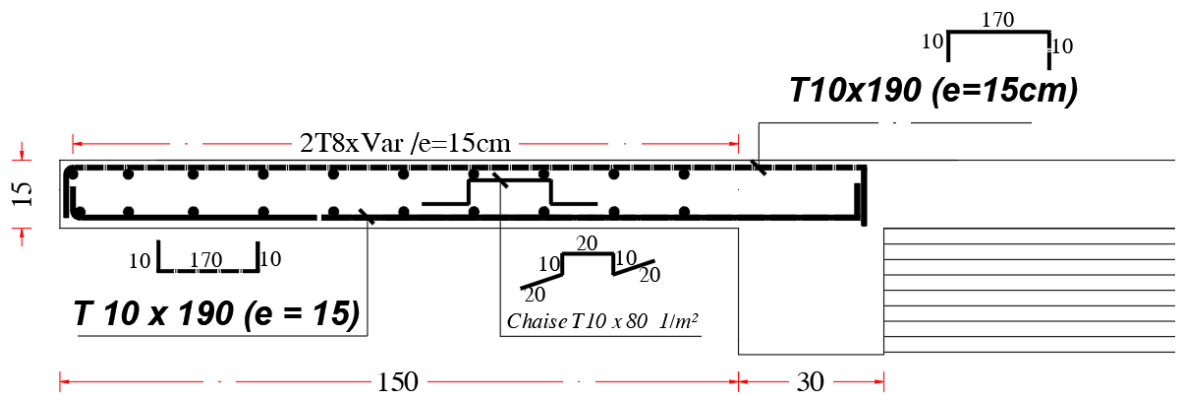


Figure IV.11 : Schéma de ferrailage du balcon.

IV.3 /- Etude des escaliers :

IV.3.1 /- Définition :

L'escalier est un élément d'articulation verticale en béton armé qui permet d'atteindre les différents niveaux d'étage dans le bâtiment. Il est défini par son emmarchement, giron, contre marche et sa volée.

L'escalier est conçu de manière à minimiser l'effort et maximiser la sécurité pour l'utilisateur.

IV.3.2 /- Eléments constitutifs :

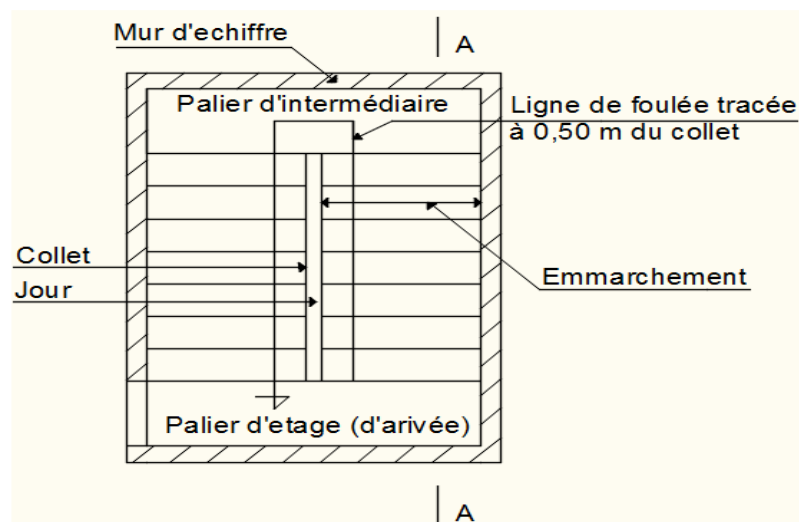


Figure IV.12 : Vue en plan de la cage d'escaliers.

Emmarchement : La longueur de la marche ;

g : Giron (largeur d'une marche) ;

h : Hauteur d'une marche ;

Mur d'échiffre : Le mur qui limite l'escalier ;

Paillasse : Le plafond qui monte sous les marches ;

Contre-marche : La partie verticale d'une marche ;

Le jour : L'espace entre deux volées en projection horizontale ;

Le collet : Le bord qui limite l'escalier du côté du jour ;

Ligne de foulée : La courbe décrite par une personne prenant l'escalier (tracée à 50cm du côté de jour) ;

Volée : Suite de marche (avec 20 marches au maximum) ;

Palier de repos : Partie horizontale d'un escalier entre deux volées et

Palier d'arrivée : Palier d'étage.

Dans notre projet, on a : Escalier à deux volées avec un paliers de repos.

IV.3.3 /- Prédimensionnement :

Le prédimensionnement des escaliers doit respecter la formule de « BLONDEL » suivante :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$h = 17 \text{ cm} ; g = 28 \text{ cm.}$$

Selon la formule de « BLONDEL » ; il faut que :

$$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 28 + 2 \times 17 = 62 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\text{- Contre marche : } N_c = \frac{H}{h} = \frac{323}{17} = 19$$

N_c : Nombre des contre-marche.

n = N-1 : Nombre des marches par volées.

$$\text{On aura 19 contre-marches : } \begin{cases} 10 \text{ contre marche pour la 1}^{\text{ere}} \text{ volée} = n=9 \\ 9 \text{ contre - marche pour la 2}^{\text{eme}} \text{ volée} = n=8 \end{cases}$$

- L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} = 0.60 = \alpha = 31.26^\circ$$

- La longueur de la paillasse :

$$L' = \frac{h \times n}{\sin \alpha} = \frac{17 \times 9}{\sin 31.26} = 294.84 \text{ cm}$$

$$L_{\text{pai}} = L' + L_{\text{palier}} = 294.84 + 100 = 394.84 \text{ cm}$$

- Epaisseur de la paillasse : (paillasse porteuse)

Condition de résistance : $\frac{L_{pai}}{30} < ep < \frac{L_{pai}}{20} \Rightarrow \frac{394}{30} = 13.16 \text{ cm} < ep < \frac{394}{20} = 19.74 \text{ cm}$

On prend : $ep = 15 \text{ cm}$.

IV.3.3.1 - Descente des charges :

1 - Volée : (paillasse)

Tableau IV.2: charges permanentes et surcharges d’exploitation (paillasse).

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	28	0.02	0.56
Mortier de pose horizontal	20	0.02	0.40
Revêtement en marbre vertical $ep \times 20 \times h/g$	28	/	0.51
Poids propre de la paillasse $ep \times 25 / \cos \alpha$	25	/	4.38
Poids propre des marches $\frac{h}{2} \times 22$	22	/	1.87
Garde-corps	/	/	/
Enduit au plâtre $ep \times 10 / \cos \alpha$	10	0.01	0.17
Charge permanent G			7.89
Charge d'exploitation Q			2.50

Combinaisons fondamentales :

- Etat limite ultime (ELU) :

$q_1^u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 7.89 + 1.5 \times 2.5 = 14.40 \text{ KN} / \text{m}^2$.

- Etat limite de service (ELS) :

$q_1^{ser} = G + Q = 7.89 + 2.5 = 10.39 \text{ KN} / \text{m}^2$.

Pour une bande de 1m de largeur :

$q_1^u = q_1^u \times 1 = 14.40 \times 1 = 14.40 \text{ KN} / \text{m}^2$.

$q_1^{ser} = q_1^{ser} \times 1 = 10.39 \times 1 = 10.39 \text{ KN} / \text{m}^2$.

2 – Palier :

Tableau IV.3: charges permanentes et surcharges d’exploitation (palier).

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (m)	G (KN/m ²)
Poids propre du palier	25	0.15	3.75
Revêtement en marbre	28	0.02	0.56
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Enduit au ciment	18	0.015	0.27
Charge permanent G			4.98
Charge d'exploitation Q			2.50

- Combinaisons fondamentales :

- Etat limite ultime (ELU) :

$$q_2^u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 4.98 + 1.5 \times 2.5 = 10.47 \text{ KN/m}^2.$$

- Etat limite de service (ELS) :

$$q_2^{ser} = G + Q = 4.98 + 2.5 = 7.48 \text{ KN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_2^u = q_2^u \times 1 = 10.47 \times 1 = 10.47 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_2^{ser} = q_2^{ser} \times 1 = 7.48 \times 1 = 7.48 \text{ KN/m}^2.$$

IV.3.3.2 Étude de l'élément 1 (Paillasse + palier) :

- Calcul des sollicitations :

Escalier du RDC → 10^{ème} étage :

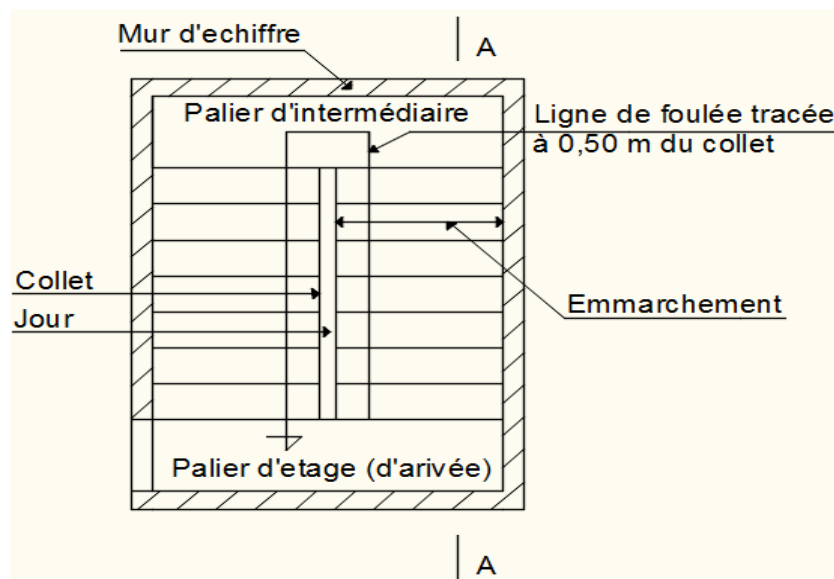


Figure IV.13 : Vue en plan de la cage d'escaliers.

➤ Schéma statique :

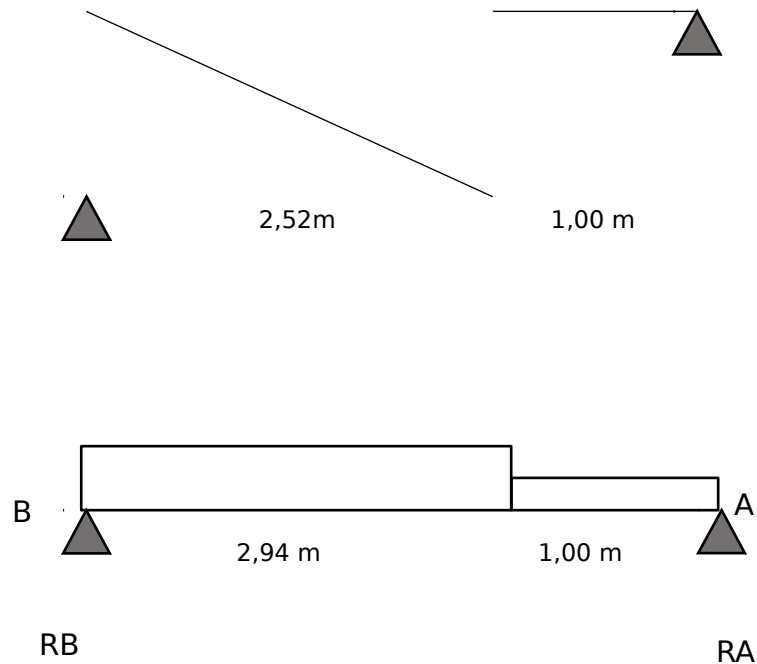


Figure IV.14: vue en plan plus schéma statique du type d'escalier.

- Calcul des réactions :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 2.94 + q_2^u \times 1.00$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 14.40 \times 2.94 + 10.47 \times 1.00 \Rightarrow R_A + R_B = 52.80 \text{ KN}$$

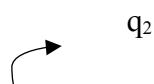
$$\sum M_{iA} = 0 \Rightarrow R_B = \frac{q_1^u \times 2.94 \times \left(\frac{2.94}{2} + 1\right) + q_2^u \times 1.00 \times \frac{1}{2}}{3.94}$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{14.40 \times 2.94 \times \left(\frac{2.94}{2} + 1\right) + 10.47 \times 1.00 \times \frac{1}{2}}{3.94} = R_B = 27.86 \text{ KN}$$

$$\sum M_{iB} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{q_1^u \times 2.94 \times \frac{2.94}{2} + q_2^u \times 1.00 \times \left(\frac{1}{2} + 2.94\right)}{3.94}$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{14.40 \times 2.94 \times \frac{2.94}{2} + 10.47 \times 1.00 \times \left(\frac{1}{2} + 2.94\right)}{3.94} = R_A = 24.93 \text{ KN}$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1, \text{ m}$



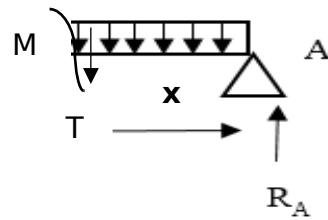


Figure IV.15 : Schéma statique de la section 1-1.

$$M(x) = R_A x - q_2 \times \frac{x^2}{2}$$

ELU :

$$i > \begin{cases} x=0 m : M_{(0)} = 0 \text{ KN} \cdot m \\ x=1 m : M_{(1)} = 22.62 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

ELS :

$$i > \begin{cases} x=0 m : M_{(0)} = 0 \text{ KN} \cdot m \\ x=1 m : M_{(1)} = 14.18 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

$$\overleftrightarrow{T(x)} = R_A - q_1 x$$

ELU :

$$i > \begin{cases} x=0 m : T_{(0)} = 24.93 \text{ KN} \cdot m \\ x=1 m : T_{(1)} = 10.53 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

ELS :

$$i > \begin{cases} x=0 m : M_{(0)} = 17.92 \text{ KN} \cdot m \\ x=1 m : M_{(1)} = 10.44 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

Section 2-2 : $1.0 \text{ m} \leq x \leq 3.94 \text{ m}$

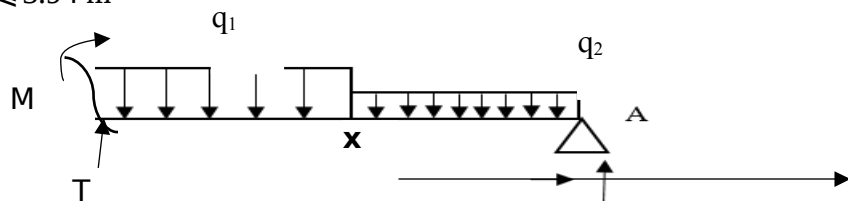


Figure IV.16 : Schéma statique de la section 2-2.

$$\overleftrightarrow{M(x)} = R_A x - 1 \left(x - \frac{1}{2} \right) q_2 - \frac{(x-1)^2}{2} q_1$$

ELU :

$$\Rightarrow \begin{cases} x=m : M_{(1)} = 17.73 \text{ KN} \cdot m \\ x=3.94 m : M_{(3.94)} = 3.43 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

ELS :

$$i > \begin{cases} x=1m : M_{(1)} = 12.72 \text{ KN} \cdot m \\ x=3.94m : M_{(3.94)} = 2.53 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - q_1 \times 1 - q_2(x-1)$$

ELU :

$$i > \begin{cases} x=1m : T_{(1)} = 10.53 \text{ KN} \cdot m \\ x=3.94m : T_{(3.94)} = -20.25 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

ELS :

$$i > \begin{cases} x=1m : T_{(1)} = 7.53 \text{ KN} \cdot m \\ x=3.94m : T_{(3.94)} = -14.46 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

- calcul du moment fléchissant maximum :

ELU :

$$M_{max} \Rightarrow T_{(Xm)} = 0 \Rightarrow R_A - q_1 x_m = 0 \Rightarrow X_m = 1.73 \text{ m}$$

$$M_{max}^u = M_{(1.73)} = 24.93 \times 1.73 - 14.40 \times \frac{1.73^2}{2} \Rightarrow M_{max}^u = 21.58 \text{ KN} \cdot m$$

- Moment en appuis:

$$M_a^u = -0.2 M_{max}^u = -0.2 \times 21.58 \Rightarrow M_a^u = -4.31 \text{ KN} \cdot m$$

- Moment en travée :

$$M_t^u = 0.8 M_{max}^u = 0.8 \times 21.58 \Rightarrow M_t^u = 17.26 \text{ KN} \cdot m$$

ELS:

$$M_{max} \Rightarrow T_{(Xm)} = 0 \Rightarrow R_A - q_1 x_m = 0 \Rightarrow X_m = 1.73 \text{ m}$$

$$M_{max}^s = M_{(1.73)} = 17.92 \times 1.73 - 10.39 \times \frac{1.73^2}{2} \Rightarrow M_{max}^s = 15.45 \text{ KN} \cdot m$$

- Moment en appuis:

$$M_a^s = -0.2 M_{max}^s = -0.2 \times 15.45 \Rightarrow M_a^s = -3.09 \text{ KN} \cdot m$$

- Moment en travée :

$$M_t^s = 0.8 M_{max}^s = 0.8 \times 15.45 \Rightarrow M_t^s = 12.36 \text{ KN} \cdot m$$

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

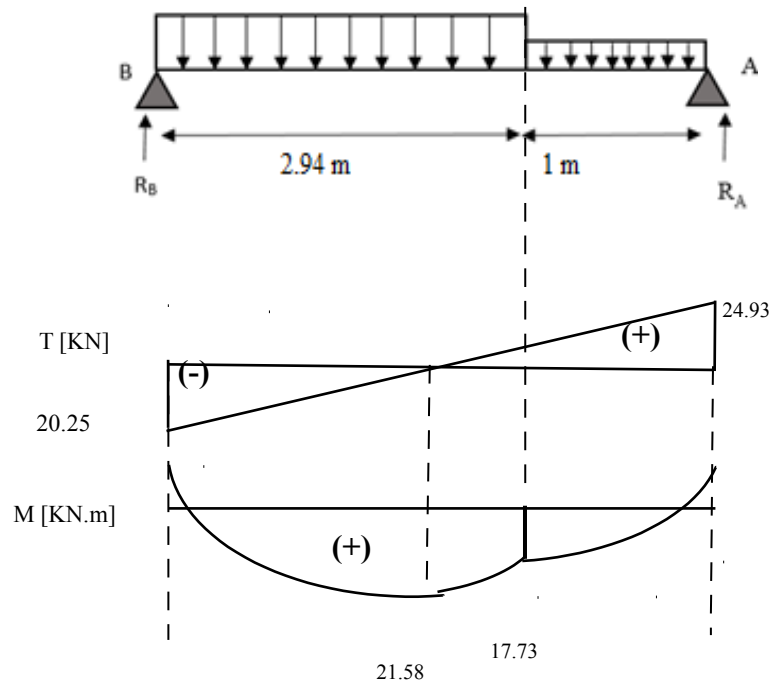


Figure IV.17 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELU.

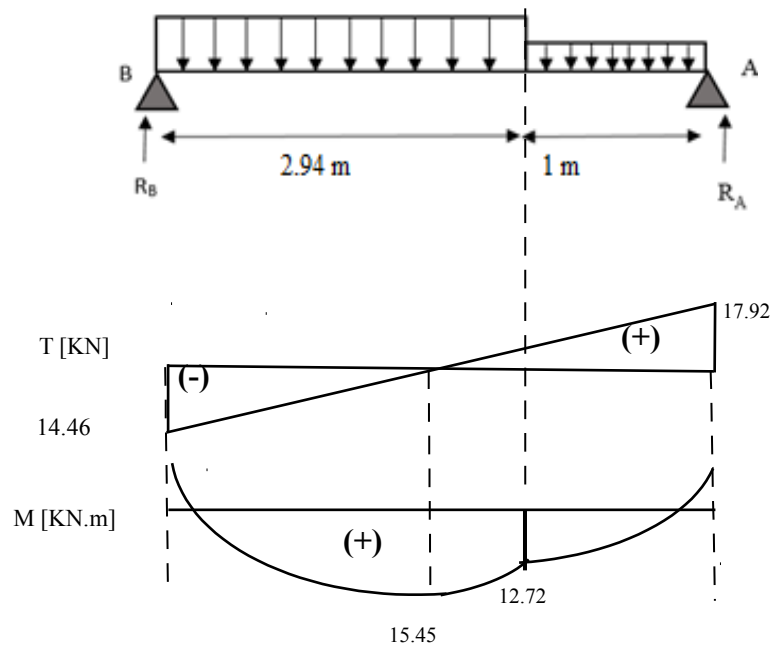


Figure IV.18 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants à l'ELS.

A- En travée :

Etat limite ultime (ELU) :

$$M_t^u = 17.26 \text{ KN} \cdot \text{m} = 17260 \text{ N} \cdot \text{m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{17260}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,07$$

$$\mu = 0,07 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et ; } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \dot{\iota} \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \dot{\iota} \alpha = 0,09$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \dot{\iota} \beta = 0,96$$

Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{17260}{348 \times 0,96 \times 13} = 3,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = \dot{\iota} A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \rightarrow A = 3,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$4T10 \longrightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T10 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

➤ Etat limite de service :

$$M_t^s = 12,36 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ Flexion simple

➤ Section rectangulaire sans A'
= 15 Mpa

➤ Acier FeE400

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A'} \\ \text{= 15 Mpa} \end{array} \right\} \text{ si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{17260}{12360} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

Conclusion

➤ $\sigma_b \leq \sigma_b = 15 \text{ Mpa}$

➤ Fissuration peu préjudiciable
(Aucune vérification pour σ_s)

les armatures calculées à ELU seront maintenues

Les armatures de répartition :

$$A_r^t = \frac{Au}{4} = 0,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$4T8/ml \longrightarrow A=2,01 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T8 \longrightarrow e = 15\text{cm}).$$

B- En appuis :

Etat limite ultime (ELU) :

$$M_a^u = -4.31 \text{ KN} \cdot m = -4310 \text{ N} \cdot m$$

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

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4310}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,017$$

$$\mu = 0,017 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et ; } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \zeta \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \zeta \alpha = 0,02$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \zeta \beta = 0,99$$

Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{4310}{348 \times 0,99 \times 13} = 0.96 \text{ cm}^2 /ml$$

Condition de non fragilité :

$$\text{Acier FeE400} \Rightarrow A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \rightarrow A = 1.2 \text{ cm}^2/ml$$

Choix des armatures :

$$4T8/ml \longrightarrow A = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$(T8 \longrightarrow e = 15\text{cm}).$$

Etat limite de service :

$$M_a^s = -3.09 \text{ KN} \cdot m$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A' $\times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \end{array} \right\}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{4310}{3090} = 1,39$$

$$\alpha \leq \frac{1,39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,445$$

Conclusion

- $\sigma_b \leq \sigma_b = 15 \text{ Mpa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
(Aucune vérification pour σ_s)
- } les armatures calculées à ELU seront maintenues

Les armatures de répartition :

$$A_r^t = \frac{A_u}{4} = 0.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures

$$4\text{T8}/\text{ml} \longrightarrow A=2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T8} \longrightarrow e = 15\text{cm}).$$

Vérification des contraintes de cisaillement :

$$T_{max}^u = 24930 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}^u}{b \times d} = \frac{24930}{100 \times 13 \times 10^2} = 0.191 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,191 \text{ MPa} < \tau_u = 0.05 \times f_c 28 = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

- Dessin du ferrillage :

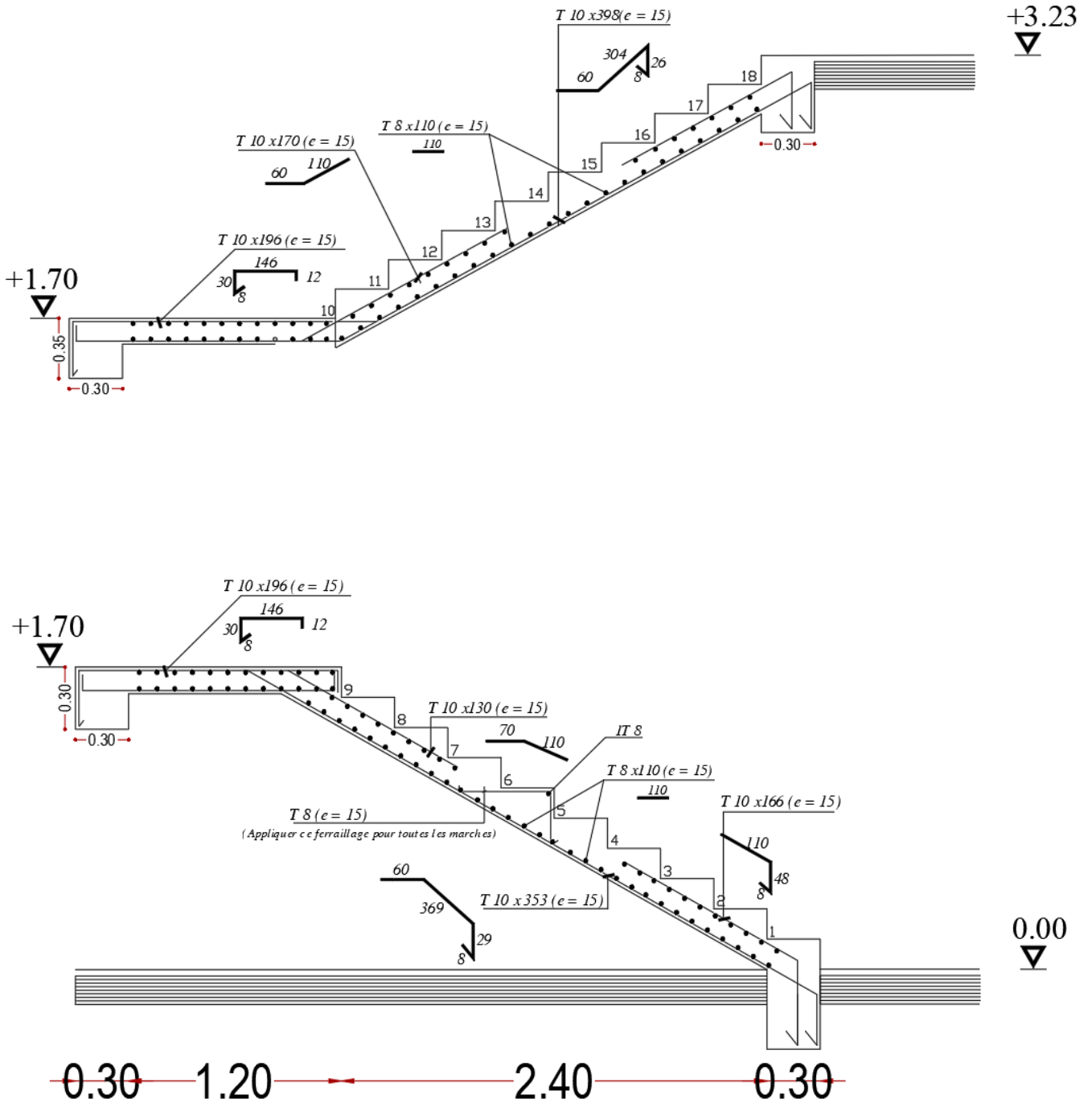


Figure IV.19 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

IV.3.4 /- ferrailage de la poutre palière :

La poutre palière est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les réactions provenant des volées et des paliers.

L : La plus grande portée entre nus d'appuis.

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} = i \frac{265}{15} \leq h \leq \frac{265}{10} = i 17.66 \text{ cm} \leq h \leq 26.5 \text{ cm}$$

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

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

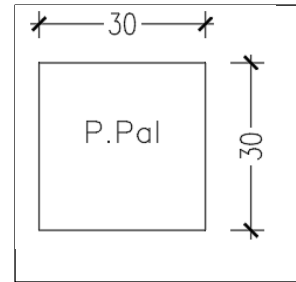


Figure IV.20 : Poutre palière.

Donc la section des poutres palier est de dimension $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

- Evaluation des charges :

Evaluation des moments :

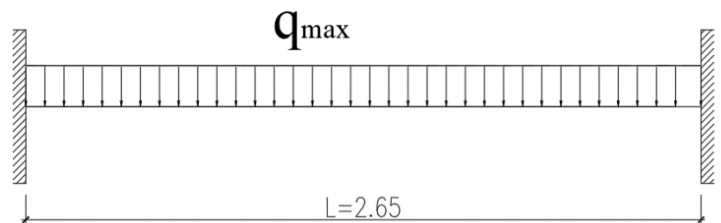


Figure IV.21 : Schéma statique de la poutre palier.

a- Etat limite ultime :

- Poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.30 \times 25 \times 1.35 = 3.04 \text{ KN/ml}$
- Réaction de l'escalier = 27.86 KN/ml
- $q_u = 30.90 \text{ KN/ml}$

b- Etat limite de service :

- Poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.30 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$
- Réaction de l'escalier = 20.09 KN/ml

$$q_s = 22.34 \text{ KN/m}$$

a- Etat limite ultime :

$$\text{- Travée : } M_{tu} = \frac{q_u \times l^2}{10} = \frac{30.90 \times 2.65^2}{10} = 21.69 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Appuis : } M_{au} = \frac{q_u \times l^2}{20} = \frac{30.90 \times 2.65^2}{20} = -10.84 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

b- Etat limite de service :

$$\text{- Travée : } M_{ts} = \frac{q_s \times l^2}{10} = \frac{22034 \times 2.65^2}{10} = 15.68 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$\text{- Appuis : } M_{as} = \frac{q_s \times l^2}{20} = \frac{22.34 \times 2.65^2}{20} = -7.84 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- calcul du ferrailage :

- Détermination des armatures longitudinales :

- En travée :

Etat limite ultime :

$$M_t^u = 21690 \text{ N} \cdot \text{m}$$

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

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{21690}{14,2 \times 30 \times 27^2} = 0,07$$

$$\mu = 0,07 < \mu_L = 0,392$$

$$A' \text{ N'existe pas et ; } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \dot{\iota} \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \dot{\iota} \alpha = 0,09$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \dot{\iota} \beta = 0,96$$

Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{21690}{348 \times 0,96 \times 27} = 2.40 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = \dot{\iota} A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ferrailage minimal du RPA99 :

$$A_{min} = 0.5 \times b \times h$$

$$A_{min} = \frac{0.5 \times 30 \times 30}{100} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12/ml $\Rightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$ e = 15 cm

Etat limite de service :

$$M_s = 15.68 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ Flexion simple

➤ Section rectangulaire si $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15$
MPa

➤ Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{21690}{15680} = 1,38$$

$$\alpha = 0,09 \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

Conclusion

- $\sigma_b \leq \sigma_b = 15$ Mpa
 - Fissuration peu nuisible
 - Aucune vérification pour σ_s
 -
- } les armatures calculées à l'ELU seront maintenues

- En appuis :

Etat limite ultime :

$$M_a^u = -10840 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{10840}{14,2 \times 30 \times 27^2} = 0,034$$

$$\mu = 0,034 < \mu_L = 0,392$$

A' N'existe pas et ; $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \dot{\iota} \sigma_s = \frac{f_c}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \dot{\iota} \alpha = 0,04$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \dot{\iota} \beta = 0,98$$

Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{10840}{348 \times 0,98 \times 27} = 1,17 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = \dot{\iota} A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ferraillage minimal du RPA99 :

$$A_{min} = 0,5 \times b \times h$$

$$A_{min} = \frac{0,5 \times 30 \times 30}{100} = 4,5 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12/ml $\Rightarrow A = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $e = 15 \text{ cm}$

Etat limite de service :

$$M_a^s = -7.84 \text{ KN.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Mpa
 - Acier FeE400
- $$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire sans A'} \\ \text{Mpa} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15$$

Avec : $\gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{10680}{7840} = 1,36$

$$\alpha = 0,04 \leq \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43$$

Conclusion

- $\sigma_b \leq \sigma_b = 15 \text{ Mpa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ
- les armatures calculées à ELU seront maintenues

- Amateures transversales :

- Effort tranchant :

$$T_{max} = q \times \frac{L}{2} = 30.90 \times \frac{2.65}{2} = 40.94 \text{ KN}$$

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

$$: T_u^{max} ? \leq 0,267 \times b \times 0,9d \times f_{c28}$$

$$T_u^{max} = 40940 \text{ N} < 0,267 \times b \times 0,9d \times f_{c28} = 486607.5 \text{ N}$$

L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis

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

Vérifier si : $A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$

$$A_1 = 2.65 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = 1.56$$

L'effort tranchant n'a pas d'influence sur les Armatures longitudinales intérieures.

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u ? \leq \tau'_u$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{40940}{(30 \times 27) \times 100} = 0.50 \text{ MPa}$$

$$\tau'_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

Donc : $\tau_u = 3.33 MPa > \tau_u = 0.50 MPa \Rightarrow$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\rightarrow \alpha = 90^\circ$

α : angle d'inclinaison de l'armature transversale par rapport à la ligne moyenne.

Section des armatures transversales A_t :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_{\min} \right)$$

$$\phi \leq \min \left(\frac{300}{35}; \frac{300}{10}; \Phi_{\min} \right)$$

palière. _____

$$\phi \leq \min (8.75 ; 30 ; 12) mm$$

On prendra : $\phi = 8 mm$

Nuance d'acier $F_e E 235$

On choisit : 1 cadre + 1 épingle \Rightarrow

$$A_t = 4 \phi 8 = 2.01 cm^2.$$

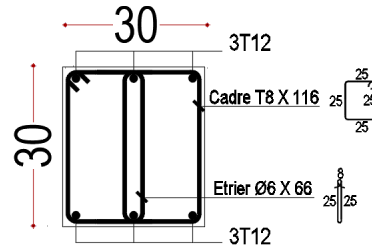


Figure IV.22 : schéma de ferrailage de la poutre

Espacement des armatures transversales δ_t :

$$\begin{aligned} & \text{K} = 1 \text{ (Flexion simple)} \\ & \alpha = 90^\circ \end{aligned}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{2.01 \times 0,8 \times 235}{30 \times (0,5 - 0,3 \times 2,1)} = 125.96 cm$$

$$\delta_{t2} \leq \min (0,9 d ; 40 cm) = 24.30 cm$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 b_0 \times \sin \alpha} = 39.36 cm$$

$$\delta_t \leq \min (\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 24.30$$

$$\delta_t = 20 cm$$

- Selon Le R.P.A 99 (V2003) :

- Zone nodale :

$$\delta_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \phi; 30 cm \right)$$

$$\delta_t \leq \min \left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,2; 30 cm \right)$$

$$\delta_t = 7 cm$$

- Zone courante :

$$\delta_t = \frac{h}{2}$$

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

• **Moment de torsion :**

$$M_{T/marche} = \frac{q \times L^2}{2}$$

❖ **Moment en travée :**

$$M_T^u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{30.90 \times 1,2^2}{2} = 22,25 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en appuis :** effet du moment de torsion en travée aux appuis

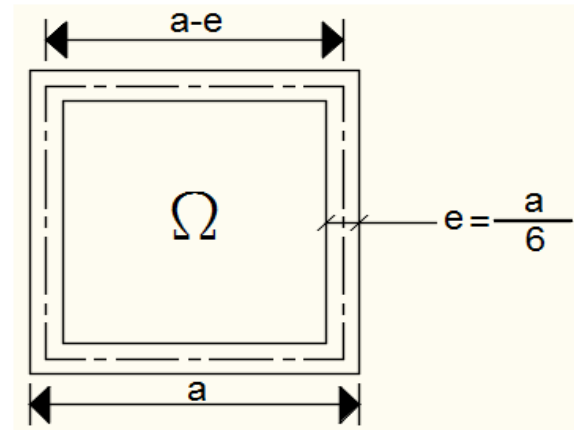
$$M_{TB} = M_{TC} = \frac{-1}{2} M_T^u = \frac{-22,25}{2} = -11,13 \text{ KN.m}$$

• **Déterminations des armatures : [CBA91/A5.4.2.2]**

$$e = \frac{a}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = 25 \times 25 = 625 \text{ cm}^2$$

$$U = (25 + 25) \times 2 = 100 \text{ cm}^2$$



• **Calcul des armatures longitudinales : [CBA91/A5.4.4]**

A. En travée :

$$A_{Tt} = \frac{U \cdot M_T^u}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\delta_s}} = \frac{100 \times 22250}{2 \times 625 \times \frac{400}{1,15}} = 5,12 \text{ cm}^2$$

B. En appuis :

$$A_{Ta} = \frac{U \cdot M_{TC}}{2 \cdot \Omega \cdot \frac{f_e}{\delta_s}} = \frac{100 \times 11130}{2 \times 625 \times \frac{400}{1,15}} = 2,56 \text{ cm}^2$$

• **Armatures minimales :**

$$A_{min} = \frac{0,4 \times e \times U}{f_e} = \frac{0,4 \times 5 \times 100}{400} = 0,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{Tt} = \min(A_{Cal}; A_{min}) = 5,12 \text{ cm}^2$$

$$A_{Ta} = \min(A_{Cal}; A_{min}) = 2,56 \text{ cm}^2$$

Figure IV.23: Section du calcul.

- Conclusion :

$$A_{T_t} + A_t^u = 5,12 + 2,40 = 7,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{T_a} + A_a^u = 2,56 + 1,17 = 3,73 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

En travée : 4T12+2T14 \longrightarrow $A = 7,60 \text{ cm}^2$

En appuis : 4T12 \longrightarrow $A = 4,52 \text{ cm}^2$

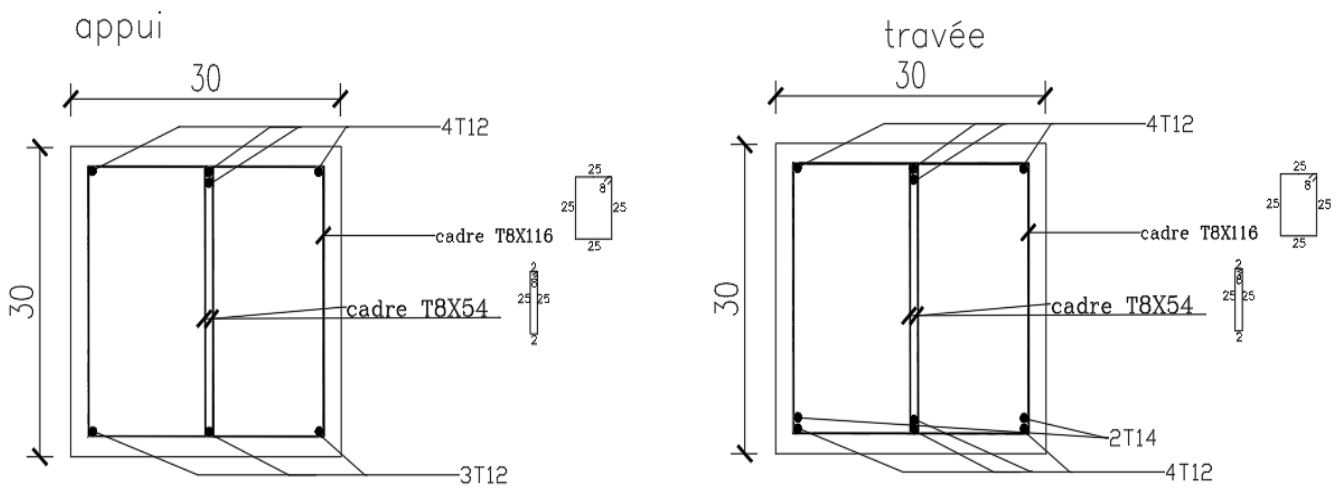


Figure IV.24: Schéma de ferrailage.

CHAPITRE V

V- ETUDE DE L'ASCENSEUR

V.1 /- Introduction :

L'ascenseur est un moyen mécanique de circulation vertical, la cage d'ascenseur est généralement conçue à côté de celle des escaliers.

L'ascenseur est composé de trois constituants principaux :

- Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter ;
- Treuil de levage et la poulie et
- Le contre poids.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Les normes principales qui régissent la réalisation des ascenseurs sont les normes européennes harmonisées EN 81-1, concernant les ascenseurs électriques et EN 81-2, concernant les ascenseurs hydrauliques.

Dans notre bâtiment on a un seul ascenseur, qui a la capacité de porter 8 personnes ; et d'après la norme française pour 8 personnes, on a une charge nominale de 600 kg, (tableau p.56 ascenseur et monte-charge) avec une vitesse de 1.7 m/.

La dalle qui supporte la machine est en béton armé d'une épaisseur de 20cm.

V.2 /- Etude de l'ascenseur :

D'après la norme française NF-P82-209 qui répartit les ascenseurs en cinq classes dont la classe I contient les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes, les dimensions de la cabine (voir constitution des ascenseurs et monte-charge P58/59).

Selon la norme NF-P82-208 pour un immeuble à usage multiple, on a opté pour un ascenseur de 08 personnes dont la charge maximale est d'environ 600 daN, donc ; les dimensions sont :

- Largeur de la cabine : $L_c = 1.45m$
- Profondeur de la cabine : $P_c = 1.25m$
- Largeur de la gaine : $LG = 1.85m$
- Profondeur de la gaine : $PG = 1.55m$
- Hauteur de la cabine : $H_c = 2.20m$
- Largeur du passage libre : $L_p = 0.80m$
- Hauteur du passage libre : $H_p = 2.00m$
- Epaisseur du voile : $e = 0.20m$
- Hauteur de course : $C = 38.59m$

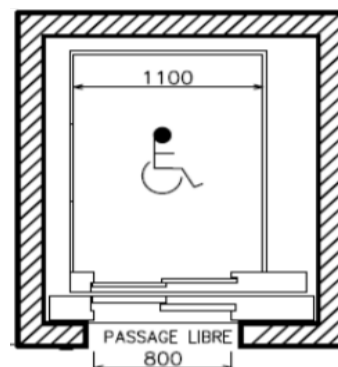


Figure V.1 : Dimensions de l'ascenseur.

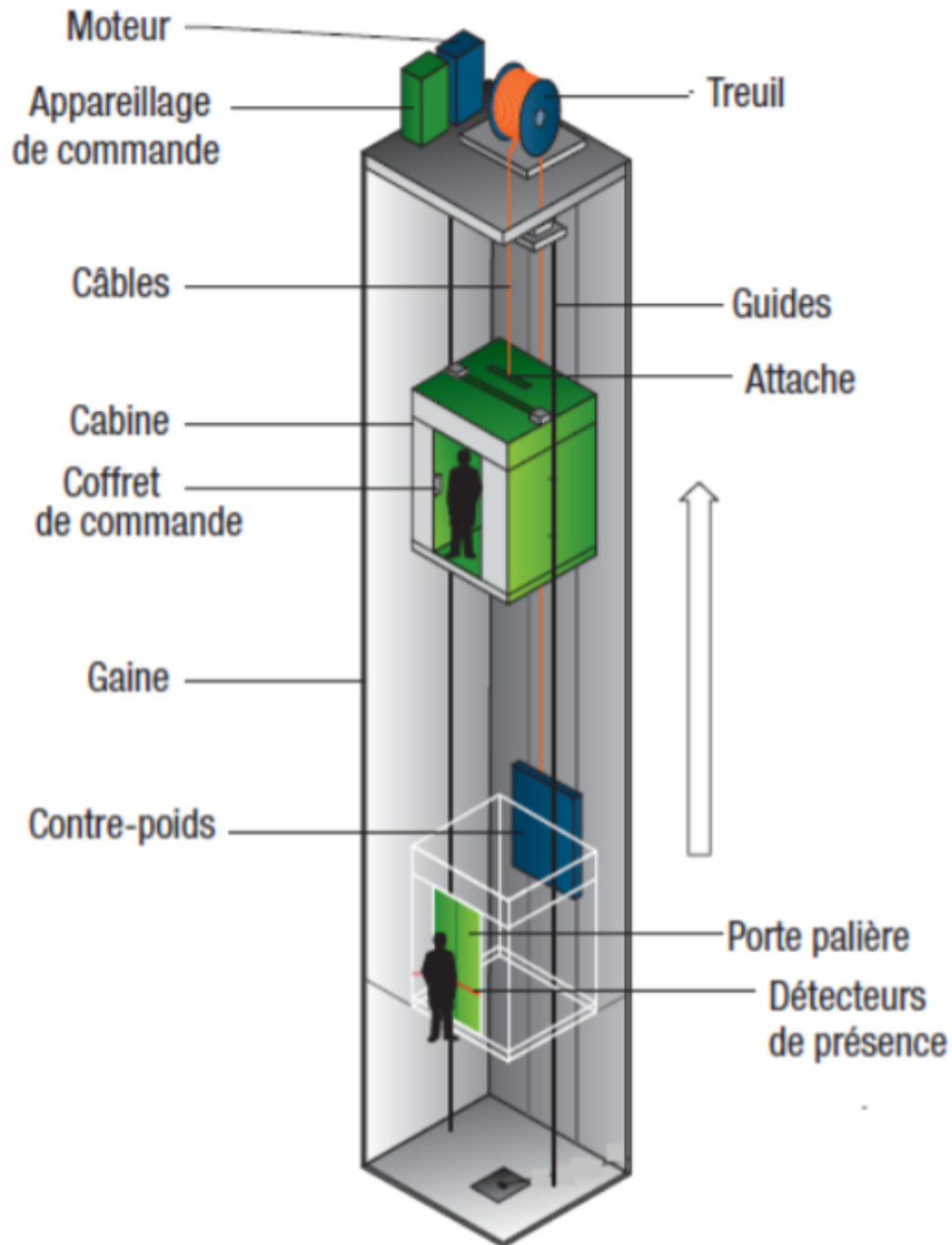


Figure V.2 : Ascenseur électrique.

V3 /- Descente de charge :

a-Surcharge d'exploitation : $Q=600\text{daN}$ (8personne)

b-Charge permanente :

Masse de la cabine : est composer de la somme des masses suivante

- **Masse des surfaces latérales :**

La masse de la surface des cotes augmentée de 10% à raison de 11.5 daN/m^2

$$S1 = L_c + 2 \times P_e \times H_c = 1.45 + 2 \times 1.25 \times 2.20 = 8.69 \text{ m}^2$$

$$M1 = 11.5 + 0.1 \times 11.5 \times 8.69 = 109.93 \text{ daN}$$

- **Masse de plancher :**

La masse de plancher a raison de 70 daN/m^2 pour appareils de 300 a 600 daN de charge

$$S2 = L_c \times P_e = 1.45 \times 1.25 = 1.81 \text{ m}^2$$

$$M2 = 70 \times 1.81 = 126.88 \text{ daN}$$

- **Masse du toit :**

La masse du toit a raison de 20 daN/m^2

$$S3 = L_c \times P_e = 1.45 \times 1.25 = 1.81 \text{ m}^2$$

$$M3 = 20 \times 1.81 = 36.2 \text{ daN}$$

- **Masse de l'arcade :**

La masse de l'arcade a raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de charge de cabine de 300 a 600 daN de charge

$$M4 = 60 + (60 \times 1.45) = 147 \text{ daN}$$

- **Masse de la porte de la cabine :**

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m^2 de surface de porte

$$M5 = 80 + (25 \times 0.8 \times 2) = 120 \text{ daN}$$

- **Masse du parachute :**

Parachute a prise amortie $\Rightarrow M6 = 100 \text{ daN}$

- **Masse des accessoires :**

$$M7 = 80 \text{ daN}$$

- **Masse des poulies de mouflage :**

Deux poulies supplémentaires $\Rightarrow M8 = 30 \times 2 = 60 \text{ daN}$

Donc le poids mort est égal à :

$$PT = \sum M_i = 109.93 + 126.88 + 36.2 + 147 + 120 + 100 + 80 + 60 = 780 \text{ daN}$$

Masse du contre poids :

$$M_p = PT + \frac{Q}{2} = 780 + \frac{600}{2} = 1080 \text{ daN}$$

Masse du câble :

Détermination di diamètre du câble d'après la norme NF 82-210 C_s doit être pour cet appareil un minimum égal à 12 et le rapport $\frac{D}{d}$ au minimum égal a 40 et aussi selon l'abaque de détermination de suspentes

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{D}{d} = 40 = i \cdot d = \frac{D}{40} = \frac{500}{40} = 12.5 \text{ mm} \\ C_s = 13 \end{array} \right.$$

D : diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

d : diamètre du câble

C_s : coefficient de sécurité (abaque de détermination de suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \times M$$

M : égal à la somme de la charge utile Q, poids mort P et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport au deux autres.

$$C_r = C_s \times M \Rightarrow C_r = 13 \times (600 + 780) \Rightarrow C_r = 17940 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_{rn} , il convient de faire intervenir le coefficient de câblages qui est égale a 0.85 donc :

$$C_{rn} = \frac{C_r}{0.85} \Rightarrow C_{rn} = \frac{17940}{0.85} = 21105.88 \text{ daN}$$

$$C_{rn} = C_r(\text{cable}) \times n \times m$$

Avec :

M : type de mouflage

N : nombre de câble

C_r (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre

$$d = 12.5 \text{ mm} \Rightarrow C_r (\text{câble}) = 8152 \text{ daN (voir tableau suivant)}$$

Tableau V.1 : caractéristique des câbles.

Diamètre des câble mm	Diamètre des fils mm	Section mm ²	Masse linéaire ML daN/m	Charge admissible totale C_r daN
7.87	0.5	21.05	0.203	3223
9.48	0.6	30.26	0.293	4650
11	0.7	41.27	0.396	6232
12.6	0.8	53.34	0.515	8152

14.2	0.9	67.98	0.656	10805
15.5	1.0	83.84	0.810	12830

$$n = \frac{21105.88}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1.29 \text{ on prend } n = 2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câble m_c :

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C$$

Avec :

M_L : masse linaire du diamètre d'un seul câble

$$d = 12.5 \text{ mm (tableau) } M_L = 0.515 \text{ daN/M}_L$$

C : course du câble (hauteur du course) $\Rightarrow C = 38.59 \text{ m}$

$$M_C = 0.515 \times 2 \times 38.59 = 39.74 \text{ daN}$$

Masse du treuil :

$$M_g = 1200 \text{ daN}$$

Résume :

- Poids mort = 780 daN
- Masse du câble = 39.74 daN
- Masse du contre poids = 1080 daN
- Treuil en haut + moteur = 1200daN
- Donc la charge permanente $G = 3099.74 \text{ daN}$

Combinaison fondamentale :

E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3099.74 + 1.5 \times 600 = 5084.65 \text{ daN}$$

E.L.S :

$$q_{ser} = G + Q = 3099.74 + 600 = 3699.74$$

V.4 /-Etude du plancher :

a. Vérification du poinçonnement :

Pour chacune des quatre appuis :

$$q_u^a = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_u^a = 1271.16 \text{ daN}$$

$$q_{ser}^a = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_{ser}^a = 924.94 \text{ daN}$$

D'après l'article A5.2.4 u B.A.E.L.91 :

$$\text{Si : } q_u^a \leq \frac{0.045 \times U_c \times f_c \times 28 \times h}{\gamma b} \Rightarrow \text{ : les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

Avec :

q_u^a : charge ultime pour chaque appui

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

h : épaisseur de la dalle égale a 15cm

U, V ; représentent les côtes du rectangles ($U//L_x$ et $V//L_y$)

Sur lequel la charge qui s'applique compte tenue de la diffusion a 45 degrés dans le béton la surface impact ($a \times b$) est de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$U = a + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{20}{2} \Rightarrow U = 30 \text{ cm}$$

$$V = b + 2 \times \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{20}{2} \Rightarrow V = 30 \text{ cm}$$

Donc :

$$U_c = 2 \times [U + V] \Rightarrow U_c = 120 \text{ cm}$$

$$q_u^a = 12711.6 \text{ N} < \frac{0.045 \times 1200 \times 25 \times 200}{1.5} = 180000 \text{ N} \Rightarrow \text{C.V}$$

Conclusion : la dalle résiste au poinçonnement

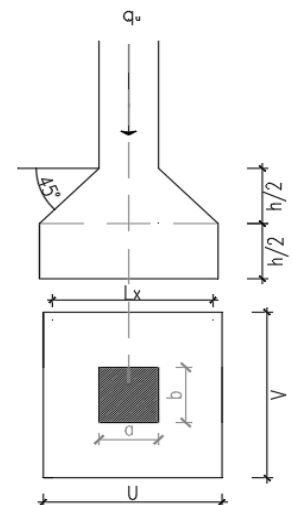


Figure V.3 : Schéma de la surface d'impact.

b. Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumise à des charges localisées sera fait à l'aide des abaques de **PIGEAUT** et en plaçant les charge a centre ; leur moment sera par mètre linéaire

$$M_x = q_a \times (M_1 + v.M_2) \text{ et}$$

$$M_y = q_a \times (M_2 + v.M_1)$$

Avec :

V : coefficient de poisson

M_1, M_2 : sans dimension sont donnée a partir des rapports $\frac{U}{Lx}$ et $\frac{V}{Ly}$ dans les abaques

suivants $\rho = \frac{Lx}{Ly}$

- **E.L.U :**

$$M_x^u = q_a^u \times M_1$$

$$M_y^u = q_a^u \times M_2$$

- **E.L.S :**

$$M_x^{ser} = q_a^{ser} \times (M_1 + 0.2 \times M_2)$$

$$M_y^{ser} = q_a^{ser} \times (M_2 + 0.2 \times M_2)$$

La charge au m² sera :

$$Q_a^u = \frac{qu}{V \times U} = \frac{1271.16}{0.30^2} = 14124 \text{ daN/m}^2$$

$$Q_a^{ser} = \frac{qser}{V \times U} = \frac{924.94}{0.30^2} = 10277.11 \text{ daN/m}^2$$

c. Calcul des moments dus aux charges concentrées :

Lorsque la charge n'est pas concentrique on procède de la façon suivante :

Soit pour une dalle de dimension (Lx ×Ly) soumise a une charge concentrique A repartie sur un rectangle (U×V) .

On divise la dalle en rectangle fictif donnant les charges symétriques :

04 rectangle symétrique A ; 02 rectangle symétrique B ; 02 rectangle symétrique C et 01 rectangle au centre D .

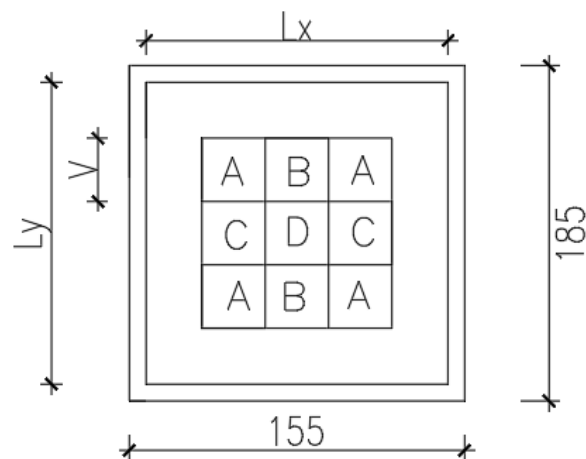


Figure.V.4 : Schéma de la dalle pleine d'ascenseur.

On divise la dalle en rectangle fictif donnant des charges symétriques comme suit :

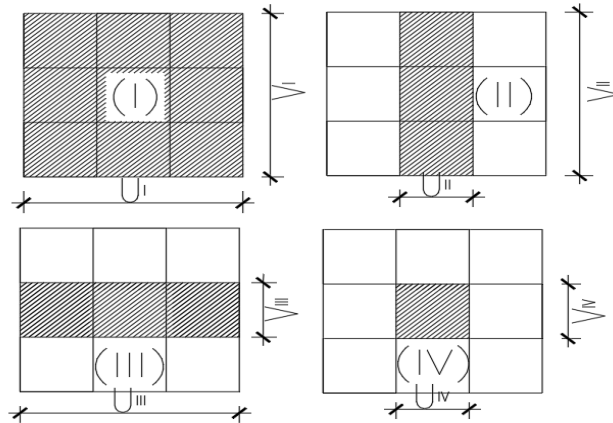


Figure V.5 : Chargement des panneaux.

On cherche les moment produit par les rectangles :

$$I=4A+2B+2C+D \quad (\text{fig a})$$

$$II=2B+D \quad (\text{fig b})$$

$$III=2C+D \quad (\text{fig c})$$

$$IV=D \quad (\text{fig d})$$

Il est évident que les moment produit par la charge non concentrique A seront donnée par :

$$A= \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.55}{1.65} = 0.94 > 4 \text{ la dalle porte dans les deux sens}$$

donc :

$$M_{x_c} = \frac{(M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})}{4}$$

$$M_{y_c} = \frac{(M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})}{4}$$

Avec :

$$M_x = (M_1 + v.M_2) \times q_u = (M_1 + v.M_2) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow \frac{M_x}{4} = (M_1 + v.M_2) \times Q_a$$

$$M_y = (M_2 + v.M_1) \times q_u = (M_2 + v.M_1) \times (4 \times Q_a) \Rightarrow \frac{M_y}{4} = (M_2 + v.M_1) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S \quad ; \quad S = U \times V$$

Tableau V.2 : tableau récapitulatif des résultats.

	I	II	III	IV
U en m	0.95	0.35	0.95	0.35
V en m	0.95	0.95	0.35	0.35
S en m ²	0.90	0.33	0.33	0.12
$\frac{U}{Lx}$	0.61	0.23	0.61	0.19
$\frac{V}{Ly}$	0.51	0.51	0.19	0.19
M ₁	0.085	0.148	0.108	0.184
M ₂	0.067	0.083	0.103	0.139
Q _a ^u =Q _a ^u ×S en N	127116	46609.2	46609.2	16948.8
Q _a ^{ser} =Q _a ^{ser} ×S en N	92493.99	33914.46	33914.46	12332.53
Mx ^u en N.m	10804.86	6898.17	5033.8	3118.58
My ^u en N.m	8516.77	3864.56	4800.75	2355.88
Mx ^{ser} en N.m	9101.41	5582.32	4361.4	3589.67
My ^{ser} en N.m	7769.5	3818.77	4225.74	2168.06
Mx _c ^u en N.m	1997.75			
My _c ^u en N.m	2206.5			
Mx _c ^{ser} en N.m	1775.8			
My _c ^{ser} en N.m	1897.6			

d. Descente des charges :

Dalle machine: (ep = 20cm) => G=0.2 × 2500 = 500 daN/m²

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation Q=100 daN/m²

Combinaison fondamentale :

E.L.U :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35 \times 500 + 1.5 \times 100 = 825 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.S :

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 500+100 = 600 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

e. Calcul des sollicitations :

E.L.U :

$$M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}u \times L_x^2 \text{ suivant la direction } L_x ;$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \text{ suivant la direction } L_y.$$

E.L.S :

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}ser \times L_x^2 \text{ suivant la direction } L_x ;$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} \text{ suivant la direction } L_y.$$

Avec μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

- Coefficient de poisson :

$\nu = 0 \Rightarrow$ etat limite ultimes (béton fissurée) ;

$\nu = 0.2 \Rightarrow$ etat limites de services (béton non fissurée).

f. Calcul des moments dus aux charges reparties :

E.L.U :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.55}{1.65} = 0.94 \quad (\text{tableau}) \quad \mu_x^u = 0.0517 \text{ et } \mu_y^u = 0.6678$$

$$M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}u \times L_x^2 = 0.0517 \times 825 \times 1.55^2 = 102.47 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 0.6678 \times 102.47 = 68.43 \text{ daN.m}$$

E.L.S :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.55}{1.65} = 0.94 \quad (\text{tableau}) \quad \mu_x^u = 0.0586 \text{ et } \mu_y^u = 0.7655$$

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}ser \times L_x^2 = 0.0586 \times 600 \times 1.55^2 = 84.47 \text{ daN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 0.7655 \times 84.47 = 64.66 \text{ daN.m}$$

g. Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges reparties :

E.L.U :

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (1997.75 + 1024.7) = \hat{i} M_{xt}^u = 3022.45 \text{ N}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (2206.5 + 684.3) = \hat{i} M_{yt}^u = 2890.8 \text{ N}$$

E.L.S :

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_x^{ser}) = (1775.8 + 844.7) = \hat{i} M_{xt}^s = 2620.5 \text{ N}$$

$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_y^{ser}) = (1897.6 + 646.6) = \hat{i} M_{yt}^s = 2544.2 \text{ N}$$

- Moment max en travée $M_{tx} = 0.75 \times M_{xt}$;

- Moment max en travée $M_{ty} = 0.75 \times M_{yt}$
- Moment max en appuis $M_{ax} = -0.5 \times M_{xt}$
- Moment max en appuis $M_{ay} = -0.5 \times M_{yt}$

Tableau V3 : tableau récapitulatif des sollicitations maximal.

Mom Pan	M_{tx}^u [N.m]	M_{tx}^{ser} [N.m]	M_{ax}^u	M_{ax}^{ser}	M_{ty}^u	M_{ty}^{ser}	M_{ay}^u	M_{ay}^{ser}
	2266.84	1965.38	-1511.23	-1310.25	2168.1	1908.15	-1445.4	-1272.1

V.5 /- calcul du ferrailage de la dalle pleine :

Sens x-x :

a / en travée :

E.L.U : $M_{tx}^u = 2266.84 \text{ N.m}$

- Vérification de l'existence des armature comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x} = \frac{2266.84}{14.2 \times 100 \times 18.5^2} = 0.005$$

$\mu = 0.005 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ,}$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_{t1} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.006$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.997$$

- Détermination des armature :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times \beta \times d_x} = \frac{2266.84}{348 \times 0.997 \times 18.5} = 0.35 \text{ cm}^2/\text{m}_L$$

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

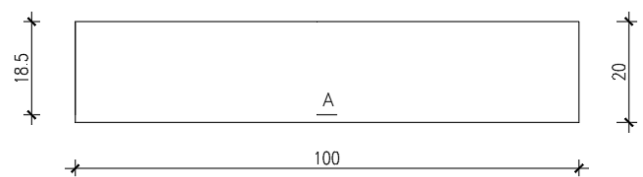


Figure V.6 : Section de calcul en travée (x-x).

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max (A_{tx}^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.6 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

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

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

E.L.S :

$$M_{tx}^{ser} = 1965.38$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier feE400
- $$\Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc 28}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma b}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{2266.84}{1965.38} = 1.15$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc 28}{100} = \frac{1.15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.325$$

$$\alpha = 0.006 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc 28}{100} = 0.325 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma b} = 0.6 \times fc28 = 15 \text{ MPa}$$

donc :

- Fissuration peu nuisible
 - $\sigma_b \leq \bar{\sigma b} = 15 \text{ MPa}$
- (aucune réification pour σ_s) \Rightarrow les armatures à L'E.L.U seront maintenues

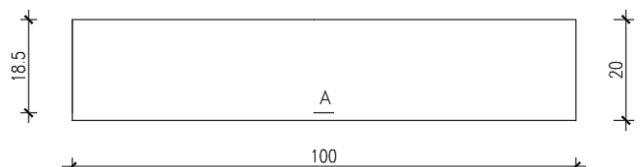
b / en appuis :

E.L.U : $M_{ax}^u = -1511.23 \text{ N.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprime :

$$\mu = \frac{Max^u}{\sigma b \times b \times dx} = \frac{1511.23}{14.2 \times 100 \times 18.5^2} = 0.003$$

$$\mu = 0.003 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ,}$$



$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.004$$

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

Figure V.7 : Section de calcul en appuis (x-x).

Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{Max^u}{\sigma_b \times \beta \times d_x} = \frac{1511.23}{348 \times 0.998 \times 18.5} = 0.23 \text{ cm}^2/m_L$$

Condition de non fragilité : (CBA91/A4.2.1)

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/m_L$$

$$A_a = \max(A_{ax}^u ; A_{min}) \Rightarrow A_a = 1.6 \text{ cm}^2/m_L$$

Choix des armatures :

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

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

E.L.S :

$$M_{ax}^{ser} = -1310.25 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier feE400
- $$\Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec :

$$\gamma = \frac{Max^{ser}}{M_{ax}^{ser}} = \frac{1511.23}{1310.25} = 1.15$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = \frac{1.15-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.325$$

$$\alpha = 0.006 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = 0.325 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_c 28 = 15 \text{ MPa}$$

Donc :

- Fissuration peu nuisible

(Aucune réification pour σ_s) \Rightarrow les armatures à L'E.L.U seront maintenues

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

Sens y-y :

a /en travées :

E.L.U : $M_{ty}^u = 2168.1 \text{ N.m}$

- Vérification de l'existence des armature comprimées :

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_x} = \frac{2168.1}{14.2 \times 100 \times 17.5^2} = 0.005$$

$\mu = 0.005 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ,}$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_{l1} \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.006$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.997$$

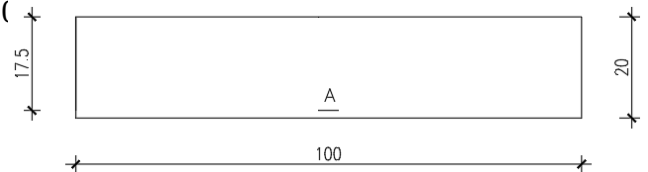


Figure V.8 : Section de calcul en travée (y-y).

- Détermination des armatures :

$$A_{ty}^u = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times \beta \times d_x} = \frac{2168.1}{348 \times 0.997 \times 17.5} = 0.36 \text{ cm}^2/m_L$$

- Condition de non fragilité : (CBA91/A4.2.1)

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2/m_L$$

$$A_t = \max(A_{ty}^u ; A_{\min}) \Rightarrow A_t = 1.6 \text{ cm}^2/m_L$$

- Choix des armatures :

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

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

E.L.S :

$$M_{ty}^{ser} = 1908.15 \text{ N.m}$$

- Flexion simple

- Section rectangulaire sans A'

$$\Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

- Acier feE400

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{ty}^{ser}}{M_{ty}^{ser}} = \frac{2168.1}{1908.15} = 1.14$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = \frac{1.14-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32$$

$$\alpha = 0.006 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = 0.32 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_c 28 = 15 \text{ MPa}$$

donc :

- Fissuration peu nuisible
 - (aucune réification pour σ_s)
 - $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- } \Rightarrow les armatures à L'E.L.U seront maintenues

b / en appuis :

E.L.U : $M_{ay}^u = -1445.4 \text{ N.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprime :

$$\mu = \frac{Max^u}{\sigma_b \times b \times d_x} = \frac{1445.4}{14.2 \times 100 \times 17.5^2} = 0.003$$

$$\mu = 0.003 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ,}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.004$$

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

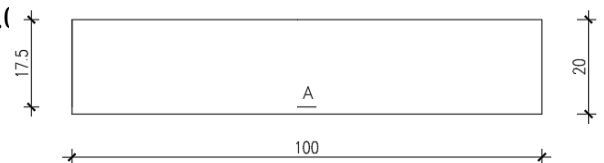


Figure V.9 : Section de calcul en appuis (y-y).

- Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times \beta \times d_x} = \frac{1445.4}{348 \times 0.998 \times 17.5} = 0.24 \text{ cm}^2 / m_L$$

Condition de non fragilité : (CBA91/A4.2.1)

$$A_{min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2 / m_L$$

$$A_t = \max (A_{ty}^u ; A_{min}) \Rightarrow A_a = 1.6 \text{ cm}^2 / m_L$$

- Choix des armatures :

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

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

E.L.S :

$$M_{av}^{ser} = -1272.1 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
 - Section rectangulaire sans A'
 - Acier feE400
- $$\Rightarrow \text{si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_{ty}^{ser}}{M_{ty}^{ser}} = \frac{1445.4}{1272.1} = 1.14$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100} = \frac{1.14-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.32$$

$$\alpha = 0.006 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc_{28}}{100} = 0.32 \Rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0.6 \times fc_{28} = 15 \text{ MPa}$$

donc :

- Fissuration peu nuisible
(aucune réification pour σ_s)
 - $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
- $$\Rightarrow \text{les armatures à L'E.L.U seront maintenues}$$

V.6 /- vérification des contrainte de cisaillement :

- Tu max :

$$T_{\max}^u = q_a^u + q_u \times \frac{Lx}{2}$$

$$T_{\max}^u = 1271.16 + 825 \times \frac{1.55}{2} = 1910.54 \text{ daN}$$

- Calcul :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = 0.05 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b \times d} = \frac{1910.54 \times 10}{100 \times 18.5 \times 100} = 0.103 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ad} = 0.05 f_{c28} = 0.05 \times 25 = 1.25 \text{ MP}$$

- $\tau_u = 0.103 < \bar{\tau}_{ad} = 1.25 \text{ MPa}$
- il n'y a pas de reprise de bétonnage
- $$\Rightarrow \text{les armatures transversales ne sont pas nécessaires}$$

V.7 /- vérification de la flèche :

- Condition de la flèche : [BAEL 91/B.7.5]

- $\frac{hd}{Lx} > \frac{Mtx^{ser}}{20 Mx^{ser}}$

- $\rho = \frac{A}{b \times dx} < \frac{2}{fe}$

- vérification de la flèche nécessaire :

$$\frac{hd}{Lx} > \frac{Mtx^{ser}}{20 Mx^{ser}} \Rightarrow \frac{hd}{Lx} > \frac{20}{155} = 0.13 > \frac{Mtx^{ser}}{20 Mx^{ser}} = \frac{1965.38}{20 \times 2620.5} 0.04 \Rightarrow$$

C.V

$$\rho = \frac{A}{b \times dx} < \frac{2}{fe} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 18.5} = 0.00017 < \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{C.V}$$

Conclusion : les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

CHAPITRE VI

VI- ETUDE SISMIQUE

VI.1 /- Introduction :

Toute structure est susceptible d'être soumise à des chargements variables. L'une de ces actions est le séisme, qui est une libération brutale d'énergie potentielle, provoquant d'importants dégâts humains et matériels. De ce fait les structures doivent être construites de manière adéquate afin de résister aux secousses sismiques tout en respectant les recommandations du règlement parasismique.

Le but de l'étude est de définir un modèle qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les Règles Parasismiques Algériennes [**RPA99/ V2003**].

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VI.2 /-Méthode statique équivalente :

- Principe de la méthode : [Article 4.2.1 / RPA99, V2003]

Selon cette méthode ; les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le RPA99, (V2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement global de la structure et

W : Poids de la structure.

VI.3 /-Méthode dynamique modale spectrale :

- Principe de la 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 calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

- Modalisation :

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel (**3D**) encastré à la base où les masses sont concentrées au niveau des centres de masse des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe vertical) selon l'Article 4.3.2 du [RPA99, V2003].

- Présentation du logiciel :

Dans le cadre de cette étude nous avons opté pour l'utilisation du logiciel de calcul automatique par éléments finis nommés ETABS Nonlinear V18.0.2.

« ETABS » est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures

Ce système est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcul automatiquement le centre de masse et le centre de torsion de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position (vérifier la structure).
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moments fléchissant M , efforts tranchants T , efforts normaux, contraintes σ ...)

VI.4 /- Étapes de modélisation :

Pour la modélisation, nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan de travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail (KN et m ... etc.) ;
- Création graphique du modèle (**voir figure V.1**) ;
- Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres, les voiles et les dalles pleines par des panneaux.
- On introduit les propriétés du matériau (le béton) utilisé (voir chapitre I) ;
- On introduit les propriétés de chaque élément de la structure :

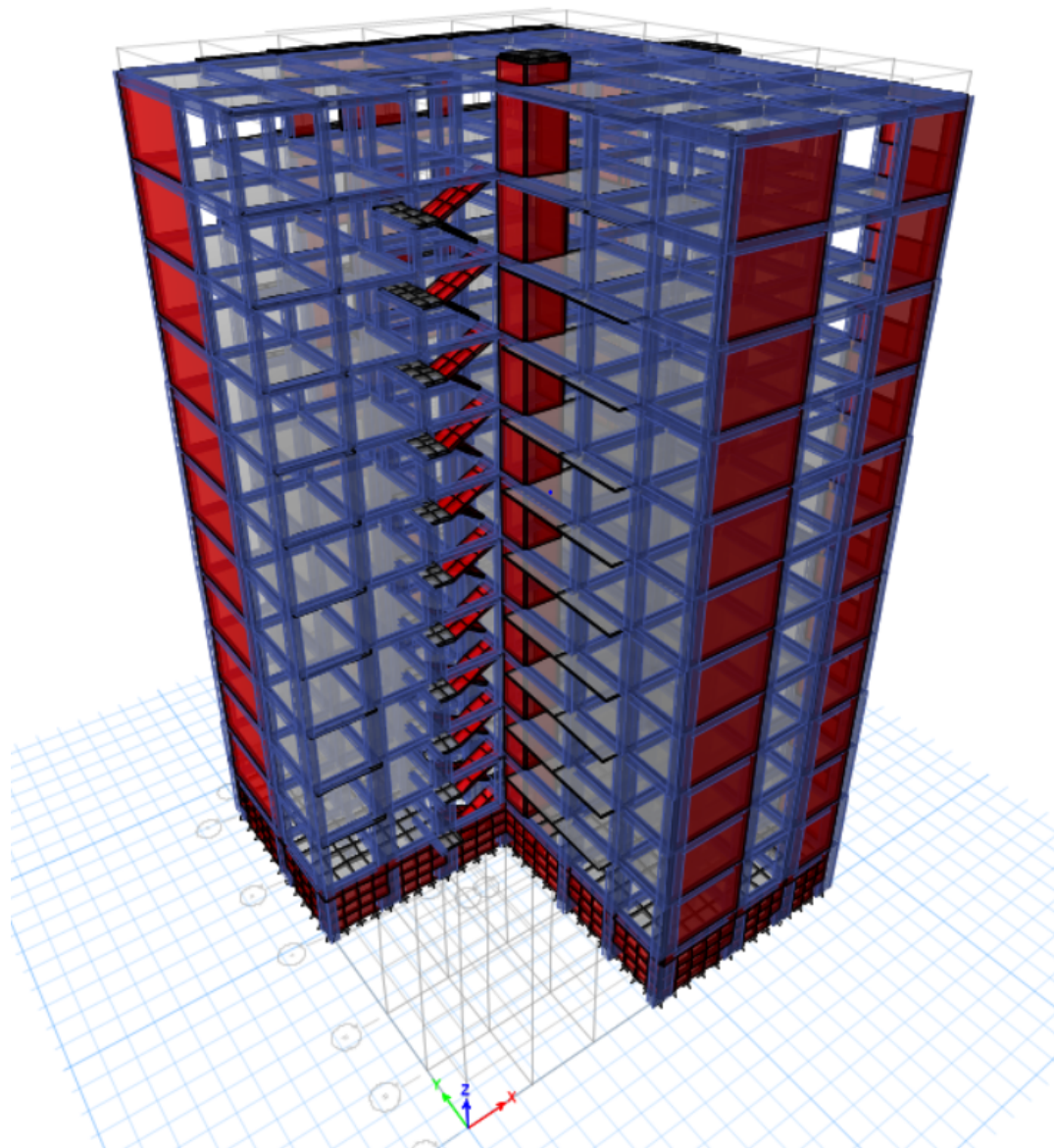


Figure VI.1 : Interface de l'Etabs.

- La section des éléments et leurs caractéristiques (**voir chapitre II**).
- On introduit les conditions aux limites.
- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types de charges ; à savoir :
 - **Charge permanente G** : représente le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol ;
 - **Charges d'exploitation Q** : distribuées par les planchers aux poutres ;
 - **Les forces sismiques E** : contiennent les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens (X, Y et Z).

Combinaisons de charges :

a) Situation durable et transitoire (normale) :

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

$$G+Q$$

b) Situation accidentelle :

$$0,8G+E$$

$$0,8G-E$$

$$G+Q+E$$

$$G+Q-E$$

Détermination du spectre de réponse :

- Zone IIa
- Groupe d'usage : 2
- Coefficient de comportement : 5 (type de contreventement : mixte portique : voiles avec interaction)
- Amortissement : 7.00% (béton dense)
- Facteur de qualité : $Q_x=Q_y= 1.30$
- Site : S3 (meuble)
- Vérification des erreurs ;
- Lancement de l'analyse et
- Interprétation des résultats.

VI.5 /- Modélisation de la structure :

Notre structure se compose d'un sous-sol à usage de parking pour voiture, d'un rez-de-chaussée à usage commerciale et de 10 étages à usage d'habitation. Tout cela complique le choix du positionnement des voiles. La disposition des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre de voiles doit être suffisant pour assurer une bonne rigidité tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable,
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure et
- Respecter l'aspect architectural.

En suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante :

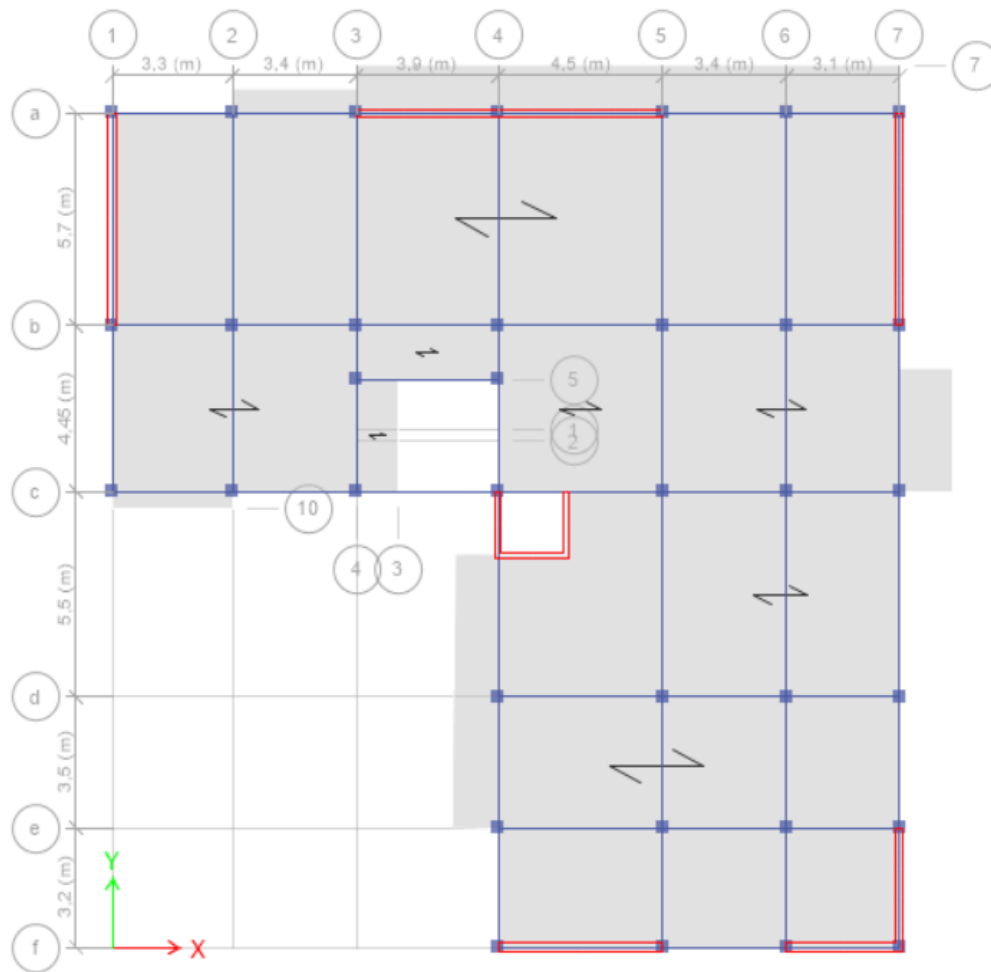


Figure.VI.2 : Disposition des voiles de contreventement.

VI.6 /- Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

A- Détermination des masses et centres de masse par étage :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure.

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère global.

B- Détermination du centre de torsion par étage :

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_T = \frac{\sum I_{y_i} X_i}{\sum I_{y_i}} \quad \text{et} \quad Y_T = \frac{\sum I_{x_i} Y_i}{\sum I_{x_i}}$$

Remarque : les coordonnées du centre de masse et de torsion sont données par le logiciel Etabs (tableau VI.1)

C- Calcul de l'excentricité :

- **Excentricité théorique :**

$$e_x = |X_G - X_T|$$

$$e_y = |Y_G - Y_T|$$

- **Excentricité accidentelle :**

Le centre de torsion peut être optimale par décalage du centre de masse d'une quantité de

(5%L) [RPA99 version 2003/4.2.7]

L : plus grande dimension en plan du bâtiment.

$$L_{\max} = 22.75 \text{ m}$$

$$e_{\text{acc}} = 5\% \times L_{\max} = 0.05 \times 22.75 = 1.14 \text{ m}$$

Donc : Sens X : $e_x \text{ cal} = \max (e_{\text{acc}} , e_x \text{ the})$ et

Sens Y : $e_y \text{ cal} = \max (e_{\text{acc}} , e_y \text{ the})$.

Tableau VI.1 : Tableau récapitulatif des centres de masse et de rigidité et de l'excentricité.

Niveau	Centre de masse [ETABS]		Centre de Rigidité [ETABS]		L'excentricité Théorique		L'excentricité Accidentelle	L'excentricité Calculé	
	X _G [m]	Y _G [m]	X _T [m]	Y _T [m]	e _x ^{the} [m]	e _y ^{the} [m]	e ^{acc} [m]	e _x =Max (e _{acc} ; e _x ^{the}) [m]	e _y =Max (e _{acc} ; e _y ^{the}) [m]
10^{ème} étage	12,93	13,18	11,97	13,38	0,96	0,16	1.14	1.14	1.14
9^{ème} étage	12,89	13,12	11,89	13,35	1,00	0,22	1.14	1.14	1.14
8^{ème} étage	12,86	13,10	11,84	13,31	1,02	0,20	1.14	1.14	1.14
7^{ème} étage	12,86	13,08	11,8	13,25	1,03	0,17	1.14	1.14	1.14
6^{ème} étage	12,84	13,05	11,83	13,17	1,01	0,11	1.14	1.14	1.14
5^{ème} étage	12,84	13,02	11,85	13,04	0,98	0,02	1.14	1.14	1.14
4^{ème} étage	12,83	13,00	11,89	12,86	0,93	0,14	1.14	1.14	1.14
3^{ème} étage	12,82	12,98	11,94	12,61	0,88	0,37	1.14	1.14	1.14
2^{ème} étage	12,81	12,95	12,04	12,28	0,76	0,67	1.14	1.14	1.14
1^{er} étage	12,85	12,94	12,33	11,91	0,51	1,03	1.14	1.14	1.14
RDC	12,81	12,90	13,05	11,49	0,23	1,40	1.14	1.14	1.40
SS	12,91	12,95	13,50	10,44	0,59	2,51	1.14	1.14	2.51

VI.7 /- Vérification des conditions du RPA 99 (version 2003) :

VI.7.1 /- Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- Calcul de la force sismique totale V :

La force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

• Coefficient d'accélération de zone A :

Le coefficient d'accélération A est choisi suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas $A = 0,15$ [RPA99/V2003-Tableau 4.1]

• Coefficient de comportement R :

Le contreventement mixte avec interaction ($R = 5$)

• Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$ [Formule 4.4]

D'où P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q est satisfait ou non.

Tableau : VI.2 : Valeur des Pénalités du facteur de qualité P_q .

Critère « q »	P_{qx}	P_{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.0 5	0.0 5
2. Redondance en plan	0.0 5	0.0 5
3. Régularité en plan	0.0 5	0.0 5
4. Régularité en élévation	0	0

5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.0 5	0.0 5
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1 0	0.1 0
Σ	0.3 0	0.3 0

$$Q = Q_x = Q_y = 1 + 0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0,05 + 0,1$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1,30$$

• Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ; déterminer en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$\begin{aligned}
 & 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\
 & 2.5 \eta (T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 s \\
 & 2.5 \eta (T_2/3.0)^{\frac{2}{3}} (3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 s
 \end{aligned}$$

$$D = \xi \xi \xi \xi \xi \xi$$

[RPA99/V2003-Formule 4-2]

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

h : Facteur de correction d'amortissement.

• Périodes caractéristiques T1, T2 :

Pour un site type S3 : **T1 = 0.15 s ;**

$$T2 = 0.5 s \text{ [RPA99/V2003-Tableau 4.7]}$$

• Coefficient de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$SYMBOL 104 \quad h = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

Où ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ=7%. (Portique en béton armée et de remplissage dense) [RPA99/V2003-Tableau 4.2]

$$\text{SYMBOL 104 } h = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0.88 \geq 0.7$$

• **Estimation empirique de la période fondamentale :**

La période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6) et (4-7) du RPA99(version 2003).

T : période fondamentale de la structure donnée par la formule suivante :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_x}}, \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D_y}} \right\}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le [RPA99/V2003-tableau 4-6].

$C_T = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$D_x = 22\text{m}$; $D_y = 22,75\text{m}$

$$1- T_1 = C_T h_N^{3/4} = 0,05 \cdot (38.59)^{3/4} = 0.77 \text{ s}$$

$$2- T_2 = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}$$

$h_N = 38.59\text{m}$, $D_x = 22\text{m}$

$$T_{x2} = \frac{0.09 \times 38.59}{\sqrt{22}} = T_x = 0,74\text{s}$$

$D_y = 22.75\text{m}$

$$T_{y2} = \frac{0.09 \times 38.59}{\sqrt{22.75}} = T_y = 0,73\text{s}$$

Donc:

Sens x-x:

$$T_x = \min (T_1 ; T_{x2}) = \min (0,77 ; 0,74) = 0,74 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,50 \text{ s} < T_x = 0,74 \text{ s} \leq 3,0 \text{ s} \quad D_x = 2,5 \quad \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,70$$

Sens y-y :

$$T_y = \min (T_1 ; T_{y2}) = \min (0,77 ; 0,73) = 0,73 \text{ s}$$

$$T_2 = 0,50 \text{ s} < T_y = 0,57 \text{ s} \leq 3,0 \text{ s} \quad D_y = 2,5 \quad \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,72$$

❖ **Remarque** : le poids total de la structure est donné par le logiciel Etabs :

$$W_{\text{sans sous/sol}} = 67987,1253 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_s^x = \frac{0,15 \times 1,70 \times 1,30}{5} \times 67987,1253 \Rightarrow V_s^x = 4507,5464 \text{ KN}$$

$$V_s^y = \frac{0,15 \times 1,72 \times 1,30}{5} \times 67987,1253 \Rightarrow V_s^y = 4560,5763 \text{ KN}$$

• **Vérfications L'effort tranchant à la base :**

$$V_d^x = 4333,1508 \text{ KN}$$

$$V_d^y = 5566,418 \text{ KN}$$

$$V_s^x = 4507,5464 \times 0,8 = 3606,0371 \text{ KN} < V_d^x 4333,1508 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

$$V_s^y = 4560,5763 \times 0,8 = 3648,4610 \text{ KN} < V_d^y 3928,0519 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifier.}$$

VI.7.2 /- Périodes et facteurs de participation modale :

- **Nombre de modes à considérer : [RPA99/V2003-Article 4.3.4]**

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec}$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_K la période du mode K.

N = 11 niveaux $i > i$ $K \geq 3\sqrt{11} = 9,95 = i$ on prend $K = 10$ modes.

Alors ; nous avons augmenté le nombre de mode jusqu'à 14 pour que la somme des masses modales effectives soit aux moins égales à 90%.

TABLEAU VI.3 : périodes, modes et facteurs de participation massique.

Mode	Période [Sec]	UX [%]	UY [%]	Sum UX [%]	Sum UY [%]
1	0,825	0,90	56,62	0,90	56,62
2	0,704	57,28	0,70	58,18	57,33
3	0,622	0,60	1,21	58,78	58,54
4	0,233	1,09	16,60	59,87	75,14
5	0,21	17,47	1,12	77,34	76,26
6	0,158	0,00	0,04	77,35	76,31
7	0,122	0,00	0,00	77,35	76,31
8	0,109	0,78	6,70	78,13	83,00
9	0,104	0,00	0,00	78,13	83,00
10	0,101	7,10	0,82	85,22	83,82
11	0,072	0,00	0,06	85,23	83,88
12	0,068	0,97	3,46	86,19	87,34
13	0,064	3,90	0,93	90,09	88,27
14	0,05	1,14	1,99	91,23	90,25

• **Vérifications de la période : [RPA990/V2003-Article 4.2.4]**

Le RPA99/version 2003 préconise que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$T_{dyn} = 0,825 \text{ s}$

$T_e = 0.74 \text{ s}$

On a :

Sens X-X : $1,3 \times T_e = 1,3 \times 0.74 = 0.96 \text{ s} > T_{dyn} = 0,704 \text{ s}$ (la condition est donc vérifiée).

Sens Y-Y : $1,3 \times T_e = 1,3 \times 0,73 = 0,95 \text{ s} > T_{\text{dyn}} = 0,825 \text{ s}$ (la condition est donc vérifiée).

- Le premier et le deuxième mode sont des translations suivant les axes (yy') et (xx') successivement.
- Le troisième mode est un mode de torsion.
- Les 14 modes sont nécessaires pour que la masse modale atteigne les 90% selon le [RPA99/V2003-Article 4.3.4]
 - **Directions xx : 13^{ème} mode : Masse cumulée = 90,09 %**
 - **Direction yy : 14^{ème} mode : Masse cumulée = 90,25 %**

VI.7.3 /- Vérification des Sollicitations normales : [RPA99/V2003-Article 7.4.3.1]

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \text{ [RPA 99/V 2003 – Formule 7.2]}$$

Où

V : Effort normal réduit.

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section en [N]

B_c : Section du poteau en [mm²]

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton en [MPa].

- **Remarque** : l'effort normal réduit est donné par le logiciel Etabs :

$$N_d = 3803.4665 \text{ KN} = 3803466.5 \text{ N}$$

$$B_c = 45 \times 110 = 4950 \text{ cm}^2 = 495000 \text{ mm}^2$$

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

$$V = \frac{3803466}{25 \times 495000} = 0,30 \leq 0,3 \text{ (la condition est donc vérifiée).}$$

VI.7.4 /- Vérification des déplacements : [RPA99/V2003-Article 5.10]

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}. \quad [RPA 99/V 2003 - Formule 4.19]$$

δ_{ek} : Déplacement due aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion) et

R : Coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

- **Remarque** : déplacement due aux forces sismiques est donné par le logiciel Etabs :

$$\Delta_{r \rightarrow adm} = 1 h_e$$

$$\Delta_{r \rightarrow adm} = 1 h_e = \frac{3060}{100} = 30,6 \text{ mm}$$

$$\Delta_{adm} = 1 h_e = \frac{3230}{100} = 32.3$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

TABLEAU VI.4 : Vérification des déplacements relatifs du niveau K par rapport au niveau (K-1) :

Niveaux	h [mm]	δ_{ekx} [mm]	δ_{eky} [mm]	$\delta_{kx} = R \cdot \delta_{ekx}$ [mm]	$\delta_{ky} = R \cdot \delta_{eky}$ [mm]	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ [mm]	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ [mm]	0,01h [mm]	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
10 ^{ème} étage	3230	16,004	19,508	80.02	97.54	8,68	10.57	32.3	Vérifiée	Vérifiée
9 ^{ème} étage	3230	14,268	17,394	71.34	86.97	9	10.75	32.3	vérifiée	vérifiée
8 ^{ème} étage	3230	12,468	15,244	62.34	76.22	8,84	10.59	32.3	vérifiée	vérifiée
7 ^{ème} étage	3230	10,707	13,125	53.5	65.63	8,75	10.6	32.3	vérifiée	vérifiée
6 ^{ème} étage	3230	8,957	11,005	44.75	55.03	8,35	10.22	32.3	vérifiée	vérifiée
5 ^{ème} étage	3230	7,279	8,961	36.40	44.81	11,05	9.89	32.3	vérifiée	vérifiée
4 ^{ème} étage	3230	5,669	6,983	25.35	34.92	4,42	9.22	32.3	vérifiée	vérifiée
3 ^{ème} étage	3230	4,186	5,139	20.93	25.70	6,66	8.39	32.3	vérifiée	vérifiée
2 ^{ème} étage	3230	2,853	3,462	14.27	17.31	5,66	7.15	32.3	vérifiée	vérifiée
1 ^{ème} étage	3230	1,722	2,032	8.61	10.16	4,56	5.25	32.3	vérifiée	vérifiée
RDC	3230	0,809	0,881	4.05	4.41	3	3.56	32.3	vérifiée	vérifiée
Sous-sol	3060	0,21	0,169	1.05	0.85	1,05	0.85	30.6	vérifiée	vérifiée

VI.7.5 /- Vérification de l'effet $P-\Delta$: [RPA99/V2003-Article 5.9]

Les effets du 2nd ordre ou effet $(P-\Delta)$ peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{(1-K)}$;
- Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée ;

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K ;

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K' ;

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : Hauteur de l'étage 'K'.

Tableau V.5 : Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le sens (x-x)

Niveaux	h [mm]	V_{Kx} [KN]	P_K [KN]	Δ_{Kx} [mm]	Θ_x	Observation $\Theta \leq 0.10$
10 ^{ème} étage	3230	840,9973	5870,4474	8,68	0,019	vérifiée
9 ^{ème} étage	3230	1454,1708	11144,2318	9	0,021	vérifiée
8 ^{ème} étage	3230	1944,7917	16689,01	8,84	0,023	vérifiée
7 ^{ème} étage	3230	2368,3953	22233,788 2	8,75	0,025	vérifiée
6 ^{ème} étage	3230	2741,9275	28225,428 8	8,35	0,027	vérifiée
5 ^{ème} étage	3230	3076,5109	34217,069 5	11,05	0,038	vérifiée
4 ^{ème} étage	3230	3370,9921	40522,097 7	4,42	0,016	vérifiée
3 ^{ème} étage	3230	3627,8728	46827,125 8	6,66	0,027	vérifiée
2 ^{ème} étage	3230	3848,2372	53706,197 7	5,66	0,024	vérifiée
1 ^{ème} étage	3230	4036,5042	60680,722 2	4,56	0,021	vérifiée
RDC	3230	4174,7171	67987,125 3	3	0,015	vérifiée
Sous-sol	3060	4333,1508	79368,107 7	1,05	0,006	vérifiée

Tableau V.6: Vérification de l'effet $P-\Delta$ dans le sens (y-y)

Niveaux	h [mm]	V _{ky} [KN]	P _K [KN]	Δ _{ky} [mm]	Θ _y	Observation Θ ≤ 0.10
10 ^{ème} étage	3230	786,9037	5870,4474	10,57	0,024	vérifiée
9 ^{ème} étage	3230	1329,8651	11144,2318	10,75	0,028	vérifiée
8 ^{ème} étage	3230	1763,1218	16689,01	10,59	0,031	vérifiée
7 ^{ème} étage	3230	2132,5856	22233,788 2	10,6	0,034	vérifiée
6 ^{ème} étage	3230	2459,1879	28225,428 8	10,22	0,036	vérifiée
5 ^{ème} étage	3230	2755,2195	34217,069 5	9,89	0,038	vérifiée
4 ^{ème} étage	3230	3021,977	40522,097 7	9,22	0,038	vérifiée
3 ^{ème} étage	3230	3259,8238	46827,125 8	8,39	0,037	vérifiée
2 ^{ème} étage	3230	3467,4863	53706,197 7	7,15	0,034	vérifiée
1 ^{ème} étage	3230	3648,1036	60680,722 2	5,25	0,027	vérifiée
RDC	3230	3778,3133	67987,125 3	3,56	0,020	vérifiée
Sous-sol	3060	3928,0519	79368,107 7	0,85	0,006	vérifiée

CHAPITRE VII

VII- ETUDE DES PORTIQUES

VII.1 Introduction :

L'ossature du bâtiment est un ensemble constitué d'éléments verticaux (poteaux et voiles) et horizontaux (poutres), liés rigidement.

L'assemblage des poteaux et des poutres constitue les portiques.

VII.2 Définition :

- **Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, qui constituent des points d'appuis pour les poutres principales et secondaires permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations. Ils sont sollicités à la flexion composée.

- **Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

VII.3 Etude des portiques :

VII.3.1 Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- **G** : Charges permanentes ;
- **Q** : Charges d'exploitations et
- **E** : Efforts sismiques.

Les combinaisons prises en compte sont :

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le **[B.A.E.L 91]** :

- $1,35G + 1,5Q \rightarrow$ Etat Limite ultime.
- $G+Q \rightarrow$ Etat Limite de service.
- G

➤ Combinaisons accidentelles selon le **[RPA 99v2003]** :

- $0,8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm E$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel **Etabs 2018**.

VII.3.2 Etude des poutres :

On distingue trois types de poutres :

- Poutres principales : **(30×45) cm²**.
- Poutres secondaires type 01 : **(30×40) cm²**.
- Poutres secondaires type 02 : **(30×30) cm²**.

a) Ferraillage réglementaire :

1) Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.5.2.1] :

• **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section, donc :

- Armatures minimales : 0.5% × B en zone II_a.

- Armatures maximale $\left\{ \begin{array}{l} 4 \times B \text{ en zone courante} \\ 6 \times B \text{ en zone de recouvrement} \end{array} \right.$

- Longueur de recouvrement est de : 40.Ø en zone II_a.

Avec : **B** : Section de la poutre.

• **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0,003 \times S \times b$$

Avec :

b : Largeur de la section.

S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi \right)$$

- En dehors de la zone nodale : $S = \frac{h}{2}$

2)

Règlement BAEL91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

b) Les sollicitations des poutres :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel "Etabs 2018" on obtient les résultats suivants :

Tableau.VII.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en [KN.m] et efforts tranchants.

Sollicitations	E.L.U		E.L.S		ACC		Effort Tranchant
	M _t [KN]	M _a [KN]	M _t [KN]	M _a [KN]	M _t [KN]	M _a [KN]	T [KN]
Poutre principale	100,59	-121,4	73,69	-88,27	84,42	-139,92	158,08
Poutre secondaire type 01	48,68	-66,56	35,37	-48,49	112,01	-119,92	101,77
Poutre secondaire type 02	26,62	-35,19	19,30	-25,63	33,76	-45,81	47,07

• **Armatures longitudinales :**

1. Conditions imposées par le RPA99/V2003 :

- Poutre principale : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire type 1 : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire type 2 : $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$

2. Conditions imposées le BAEL91 :

- Poutre principale :
 $h = 45 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$
 $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire type 01 :
 $h = 40 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$
 $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire type 02 :
 $h = 30 \text{ cm}; b = 30 \text{ cm}; d = 0,9 \times h = 0,9 \times 30 = 27 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,98 \text{ cm}^2$$

3. Exemple de Calcul : Poutres principales (30x45) cm²

A. En travée :

❖ Situation durable et transitoire :

➤ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 100,5922 \text{ KN} \cdot \text{m} = 100592,2 \text{ N} \cdot \text{m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

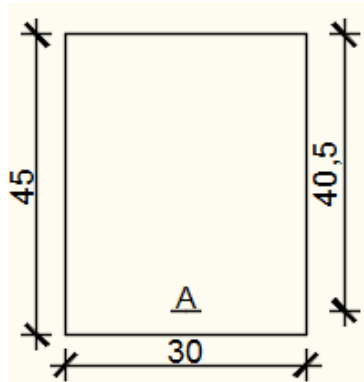


Figure VII.1 : Section de calcul en travée.

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{100592,2}{14,2 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,144$$

$$\mu < 0,144 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{il n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,195$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,922$$

- Détermination des armatures :

$$A^u \quad \checkmark \quad \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{100592,2}{348 \times 0,922 \times 40,5} = 7,74 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \text{ m} \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \text{ m} \times 30 \text{ cm} \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ m}^2 \text{ cm}^2$$

- ❖ Situation accidentelle :

$$M_t^{acc} = 84,4204 \text{ KN} \cdot \text{m} = 84420,4 \text{ N} \cdot \text{m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{\square}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{84420,4}{18,48 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,093$$

$$\mu \quad \checkmark \quad 0,093 < \mu_L = 0,379 = \checkmark \text{ n' existe pas et}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \checkmark \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \checkmark \alpha = 0,122$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \checkmark \beta = 0,951$$

- Détermination des armatures :

$$A^u \quad \checkmark \quad \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{84420,4}{400 \times 0,951 \times 40,5} = 5,48 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{acc}) = \checkmark A_t = 7,74 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$3T14+3T12 \quad \longrightarrow \quad A = 8,01 \text{ cm}^2$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^s = 73,6872 \text{ KN} \cdot \text{m} = 73687,2 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } \left. \begin{array}{l} A' \\ \checkmark \end{array} \right\} \checkmark \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{100592,2}{73687,2} = 1,37$$

$$\alpha = 0.195 < \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,435 \text{ 埵} \quad \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- ❖ Conclusion :
- $$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune v茅rification pour } (\sigma_s)) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calcul茅es 脵 E.L.U. seront maintenues.}$$

B. En appuis :

❖ Cas fondamentaux :

➤ Etat limite ultime :

$$M_a^u = 121,442 \text{ KN} \cdot \text{m} = 121442 \text{ N} \cdot \text{m}$$

- V茅rification de l'existence des armatures comprim茅es :

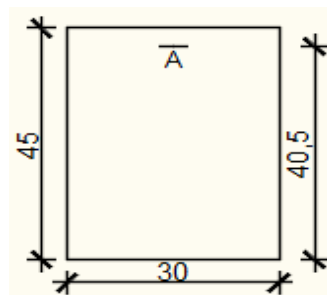


Figure VII 2 : Section de calcul en Appuis.

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{121442}{14,2 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,174$$

$$\mu < 0,174 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,240$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,903$$

- D茅termination des armatures :

$$A^u \leq \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{121442}{348 \times 0,903 \times 40,5} = 9,54 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \text{ m} \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \text{ m} \times 30 \text{ cm} \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

- ❖ Situation accidentelle :

$$M_t^{acc} = 139,918 \text{ KN} \cdot \text{m} = 139918 \text{ N} \cdot \text{m}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{139918}{18,48 \times 30 \times (40,5)^2} = 0,154$$

$$\mu < 0,154 < \mu_L = 0,379 = \mu \text{ n' existe pas et}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \mu \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \mu \alpha = 0,210$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \mu \beta = 0,916$$

- Détermination des armatures :

$$A^u = \mu \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{139918}{400 \times 0,916 \times 40,5} = 9,43 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{acc}) = \mu A_a = 9,54 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$3T14 + 3T16 \longrightarrow A = 10,62 \text{ cm}^2$$

- Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^s = 88,2727 \text{ KN} \cdot \text{m} = 88272,7 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Flexion simple

$$\text{Section rectangulaire avec } \left. \begin{array}{l} A' \\ A \end{array} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Acier FeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{121442}{88272,7} = 1,38$$

$$\alpha = 0,240 < \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,440 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

❖ Conclusion :

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \\ \text{(Aucune vérification pour } (\sigma_s) \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les armatures calculées à E.L.U. seront maintenues.}$$

• Armatures transversales :

$$T_u^{\max} = 158,0802 \text{ KN}$$

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

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

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 45 = 40,5 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 158080,2 \text{ N} \leq 0,267 \times 40,5 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 811112,5 \text{ N}$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas au voisinage des appuis.

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

$$A_l \geq \frac{Y_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_l = 4,62 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(158080,5 - \frac{121442}{0,9 \times 45} \right) 10^{-2} = 4,46 \text{ cm}^2$$

⇒ L'effort tranchant n'influe pas sur les Armatures longitudinales inférieures.

c- Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u \leq \hat{\tau}_u$$

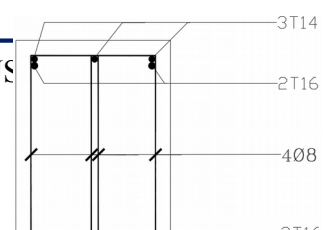
$$\hat{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{Y_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{158080,5}{30 \times 45 \times 10^2} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,17 \text{ MPa} \leq \hat{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

⇒ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne .

d- Section des armatures transversales A_t :



$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \Phi_{\min}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,6\right)$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min(1,29; 3; 1,47) = 1,29 \text{ cm}$$

On prend : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance FeE235 $\Rightarrow 4 \Phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

e- Espacement des armatures transversales δ_t :

- Selon le BAEL91 :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Figure VII.3 : schéma explicatif.

$\hookrightarrow K=1$ (Flexion simple)

$\hookrightarrow \alpha=90 \rightarrow \sin \alpha=1; \cos \alpha=0$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,8 f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 f_{t28})} = \frac{2,01 \times 0,8 \times 235}{30 \times (1,17 - 0,3 \times 2,1)} = 23,33 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9 d; 40 \text{ cm}) = \min(40,5; 40) \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 b_0 \times \sin \alpha} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30 \times 1} = 39,36 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) \Rightarrow \delta_t \leq \min(23,33; 40,5; 39,36) = 23,33 \text{ cm}$$

- Selon le **RPA99 (version 2003)** :

o Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi\right) = \min\left(\frac{45}{4}; 12 \times 2,01\right) = \min(11,25; 24,12) \Rightarrow \delta_t = 11,25 \text{ cm}$$

o Zone courante :

$$\delta_t = \frac{h}{2} = \frac{45}{2} \Rightarrow \delta_t = 22,5 \text{ cm}$$

❖ **Conclusion :**

On adopte comme espacement des armature transversales

- Zone nodale : $\delta_t = 10 \text{ cm}$

- Zone courante : $\delta_t = 15 \text{ cm}$

f- Vérification des armatures transversales :

a. Zone nodale :

$$A_{t \min} = 0,003 \times S \times b$$

$$A_{t \min} = 0.003 \times 11,25 \times 30 = 1,01 \text{ cm}^2$$

b. Zone courante :

$$A_{t \min} = 0,003 \times S \times b$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times 22,5 \times 30 = 2,03 \text{ cm}^2$$

Remarque : étant que la procédure de vérification des sollicitations et le calcul du ferrailage est le même que celui déjà montré ; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage dans le tableau ci-dessous.

Tableau VII.2 : tableau récapitulatif du ferrailage des poutres principales et secondaires.

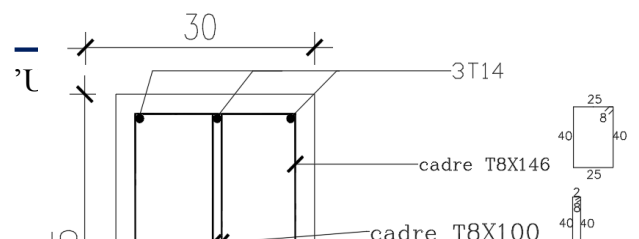
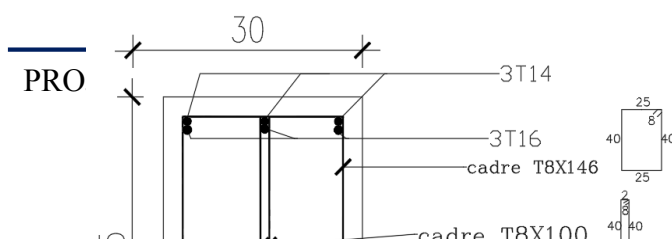
Types des poutre		A min [cm ²]		A _{cal} [cm ²]	Barres choisis	A _{corr} [cm ²]	Recouvrement t [cm]
		BAEL	RPA V2003				
Poutres principales (30 × 45)	Travée	1,43	6,75	7,74	3T14+3T12	8,01	56
	Appuis	1,43	6,75	9,54	3T14+3T16	10,65	64
Poutres secondaires 1 (30 × 40)	Travée	1,30	6	5,69	3T14+1T12	5,75	56
	Appuis	1,30	6	9,2	6T14	9,24	64
Poutres secondaires 2 (30 × 30)	Travée	0,98	4,5	3,27	3T14	4,62	56
	Appuis	0,98	4,5	4,52	3T14	4.62	56

• **Ferrailage des poutres :**

- **Poutre principale :**

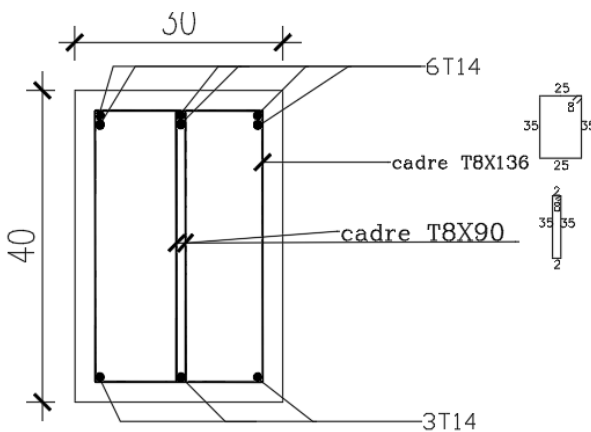
- En appuis

en travée

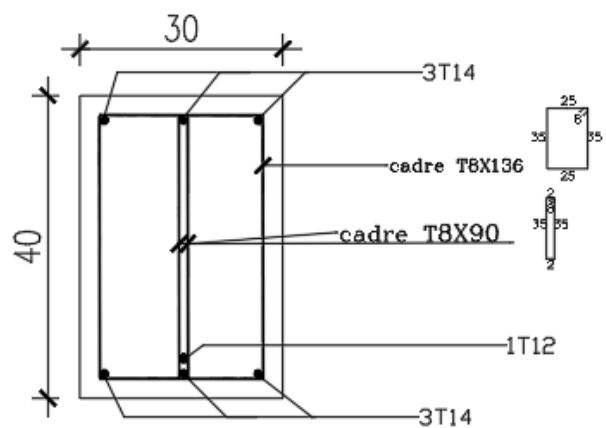


- Poutre secondaire type 01 :

- En appuis

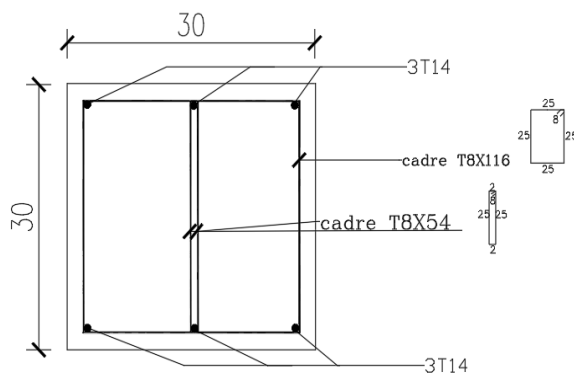


en travée

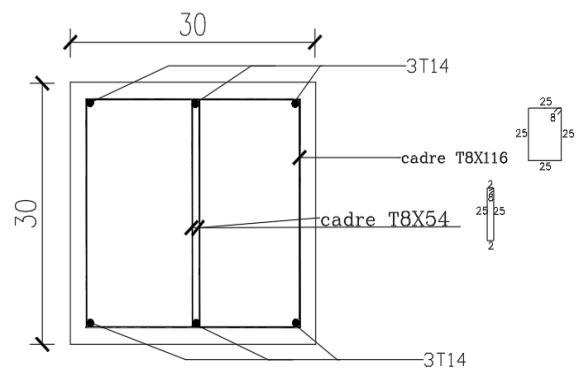


- Poutre secondaire type 02 :

- En appuis



en travée



VII.3.3-Etude des poteaux :

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),

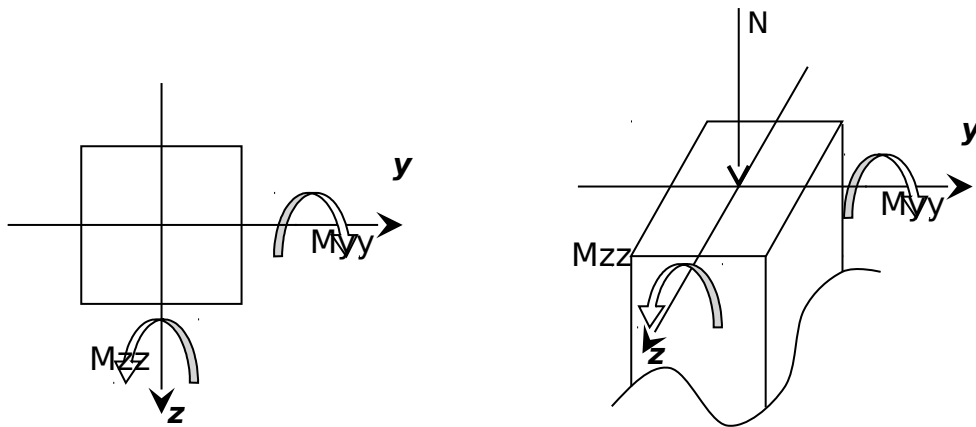


Figure VII.5: Sollicitation sur les

poteaux.

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- ❖ Une section partiellement comprimée (**s.p.c**).
- ❖ Une section entièrement comprimée (**s.e.c**).
- ❖ Une section entièrement tendue (**s.e.t**).

VII. 3.3.1 Combinaison de charges :

➤ Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :

- $1,35G + 1,5Q \rightarrow$ Etat Limite ultime.
- $G + Q \rightarrow$ Etat Limite de service.

➤ Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

- $0,8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm E$

VII.3.3.2 Principe de calcul :

- 1) $N^{max} \rightarrow M_{zz \text{ corr}}$
- 2) $N^{max} \rightarrow M_{yy \text{ corr}}$
- 3) $M_{zz}^{max} \rightarrow N_{\text{corr}}$.
- 4) $M_{yy}^{max} \rightarrow N_{\text{corr}}$.
- 5) $N^{min} \rightarrow M_{zz \text{ corr}}$
- 6) $N^{min} \rightarrow M_{yy \text{ corr}}$.

VII.3.3.3 Ferrailage des poteaux :

a) **Ferrailage réglementaire :**

1) **Recommandation du R.P.A99 (version 2003) [ART 7.4.2.1] :**

➤ **Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en (**Zone IIa**).
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ✓ 4% en zone courante.
 - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale du recouvrement est de :
 - ✓ 40Φ en (**Zone IIa**).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 - ✓ 25cm en (**Zone IIa**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :
 - ✓ $L' = 2h$
 - ✓ $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm}\right)$

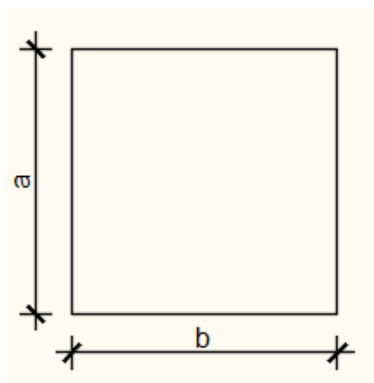


Figure VII.6: Section de calcul du poteau.

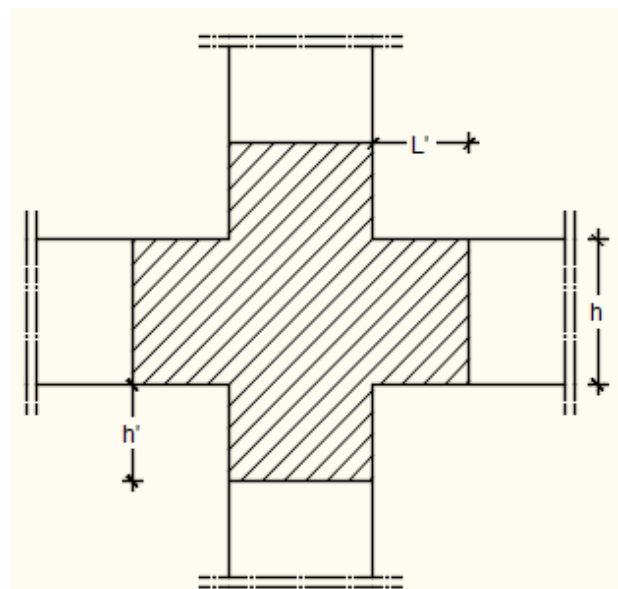


Figure VII.7: Zone nodale.

Avec :

h: la hauteur de la poutre ;

b et a : dimension du poteau et
he: la hauteur libre entre deux niveaux.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \leq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e} \quad [\text{RPA99/7.4.2.2}]$$

Avec :

T_u : Effort tranchant ultime ;

a : Hauteur totale de la section brute;

f_e: Limite élastique des armatures transversales et

ρ_a: Coefficient dépendant de l'élançement géométrique λ_g.

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 & \square_g = \frac{L_f}{a} \\ \rho_a = 3,75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

δ_t: Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

- ✓ Zone nodale : δ_t ≤ min (10∅_L ; 15cm)(zone IIa).
- ✓ Zone courante : δ_t ≤ 15.∅_L (zone IIa).

∅_L : diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Section minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en est donnée comme suit :

- Si: λ_g ≥ 5 → 0.4%
- Si: λ_g ≤ 3 → 0.8%
- Si: 3 ≤ λ_g ≤ 5 → Interpolation des valeurs limites précédentes avec:

$$\square_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

2)

Règlement BAEL91 :

➤ **Armatures longitudinales : [B.A.E.L91/A.8.1.2.1]**

Armatures minimales imposées par les règles BAEL.91 :

$$A_{min} \geq \max \left[0,2 \times \frac{b \times h}{100}; 8 \times \frac{b+h}{100} \right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple ;}$$

$$A_{min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour la flexion simple et}$$

$$A_{min} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{Pour la traction simple.}$$

➤ **Armatures transversales : [BAEL91/A.8.1.3]**

Le diamètre minimal des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_{Lmax}}{3}$

Et l'espacement : $\delta_t = \min[15 \phi_{min}, 40 \text{ cm}, (b+10 \text{ cm})]$

b : plus petite dimension de la section transversale du poteau et

ϕ_{Lmin} : plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaires à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir au minimum trois cours des armatures transversales.

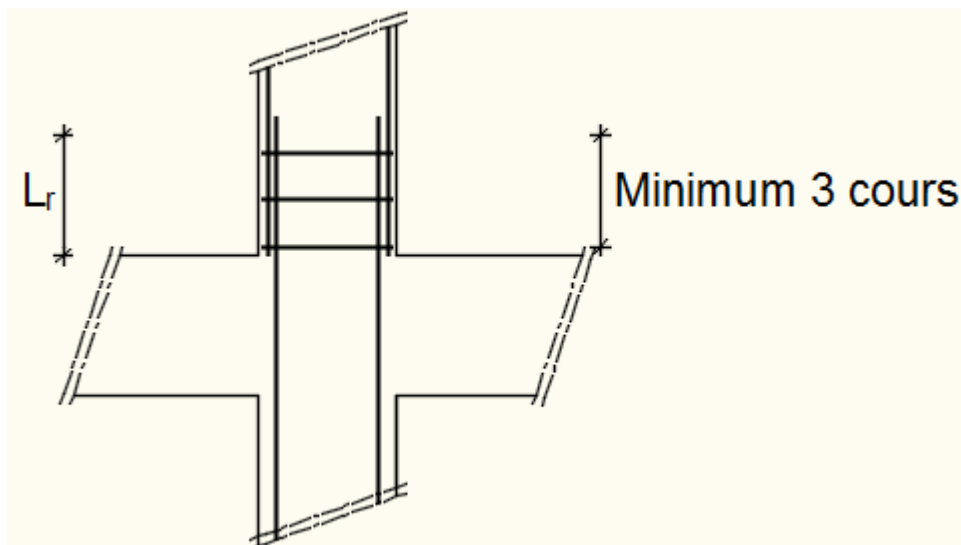


Figure VII.8 : Armatures transversales dans la zone de recouvrement.

Avec :

L_r = Longueur de recouvrement

❖ **Les types de poteaux** : Dans notre structure, on a 6 types de poteaux :

Tableau VII.3 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux.

Types	Niveaux	Section [cm ²]
1	Sous-sol et RDC	(110×45)
2	1er – 2ème étage	(95 ×45)
3	3ème - 4ème étage	(80×40)
4	5ème - 6ème étage	(65 ×40)
5	7ème - 8ème étage	(50 ×35)
6	9ème -10ème étage	(35 ×35)

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ETABS sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (1,35G+1,5Q) pour la situation durable et (G+Q±E)

(0.8G±E) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2]

Tableau VII.4: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux et efforts tranchants.

Combinaisons	Section (cm ²)		Poteau (110 × 45) [cm ²]	Poteau (95 × 45) [cm ²]	Poteau (80 × 40) [cm ²]	Poteau (65 × 40) [cm ²]	Poteau (50 × 35) [cm ²]	Poteau (35 × 35) [cm ²]
	Sollicitations							
1.35 G + 1.5 Q	Cas1	N ^{max} [KN]	-3803,47	-2947,52	-	-	-	-556,18
		M _{zz} ^{cor} [KN.m]	-14,43	27,29	-13,67	-11,69	-9,08	-6,73
	Cas2	N ^{max} [KN]	-3803,47	-2947,52	-	-	-	-556,18
		M _{yy} ^{corr} [KN.m]	13,11	-2,07	0,78	0,45	-0,23	-0,93
	Cas3	M _{zz} ^{max} [KN.m]	-112,85	-66,87	-66,76	-66,68	58,01	51,30
		N ^{corr} [KN]	2584,71	-1750,57	-	-943,67	-499,15	-168,90
	Cas4	M _{yy} ^{max} [KN.m]	-64,95	-18,59	19,04	25,62	24,92	25,86
		N ^{corr} [KN]	-2514,47	-2350,75	-	-	-687,10	-251,33
	Cas5	N ^{min} [KN]	-1384,58	-1051,70	-761,73	-498,76	-273,90	-76,19
		M _{zz} ^{corr} [KN.m]	17,31	16,06	14,63	13,39	10,73	9,82
	Cas6	N ^{min} [KN]	-1384,58	-1051,70	-761,73	-498,76	-273,90	-76,19
		M _{yy} ^{corr} [KN.m]	5,01	6,56	6,85	8,43	7,95	11,00
G+Q+E	Cas1	N ^{max}	-2871,67	-2220,13	-	-	-826,06	-423,99

0.8G±E		[KN]			1705,49	1251,74			
		M_{zz}^{corr} [KN.m]	-70,86	-40,47	-59,28	-17,88	-14,41	-10,03	
	Cas2	N^{max} [KN]	-2871,67	-2220,13	-	-	-826,06	-423,99	
		M_{yy}^{corr} [KN.m]	-12,87	-5,93	-3,43	-26,60	-20,72	-19,19	
	Cas3	M_{zz}^{max} [KN.m]	-213,51	-298,35	260,30	-235,59	-155,85	-91,13	
		N^{corr} [KN]	-1981,02	-945,40	-636,61	-562,60	-335,30	-192,19	
	Cas4	M_{yy}^{max} [KN.m]	-484,68	-663,91	-591,48	-450,31	-250,81	-85,60	
		N^{corr} [KN]	-1341,65	-1057,33	-915,35	-655,33	-407,87	-186,90	
	Cas5	N^{min} [KN]	-459,12	-311,02	-206,28	-126,41	-69,26	-19,88	
		M_{zz}^{corr} [KN.m]	38,97	21,80	35,65	41,67	38,32	31,20	
	Cas6	N^{min} [KN]	-459,12	-311,02	-206,28	-126,41	-69,26	-19,88	
		M_{yy}^{corr} [KN.m]	2,93	4,24	4,81	6,15	5,91	7,89	
	Effort tranchant		T [KN]	-68,35	-43,88	-43,85	-44,10	38,41	36,00

1) Exemple de calcul :

➤ Ferraillage du poteau de section (110×45) cm² :

• Les armatures longitudinales :

❖ Situation durable et transitoire :

Etat limite ultime (E.L.U) : (1.35G+1.5Q)

b = 45cm h= 110cm d= 100cm

b = 110cm h= 45cm d= 40,5cm

◆ Cas 1 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{max} = 3803,47$ KN
- $M_{zz}^{cor} = 14,43$ KN.m
- Position du point d'application de l'effort normal N :

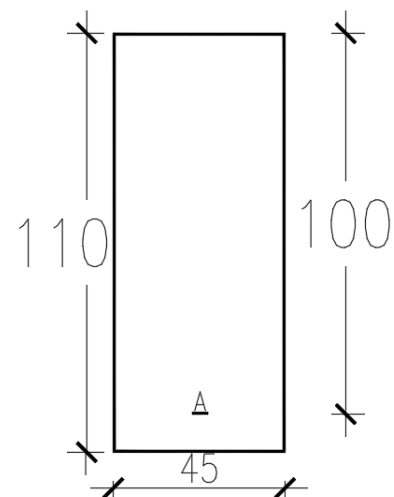


Figure VII.9: section de calcul.

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1443}{3803,47} = 0,38 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 9,17 \text{ cm}$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentrée :

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 323 = 226,1 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{226,1}{110} = 2,06 \text{ cm} ; \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[15 ; 20 \times \frac{0,38}{110} \right] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 2,06 \leq \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = 15$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{array} \right.$$

$$e_0 = \frac{M}{N} : \text{Excentricité géométrique}$$

e_a : Excentricité additionnelle

e_2 : Excentricité du second ordre

- ✓ Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]

$$e_a = \text{max} \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{max} \left[2 \text{ cm} ; \frac{323}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

- ✓ Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times \alpha \times \Phi ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{6,75}{10,50} = 0,64$$

$$e_2 = \frac{3 \times 226,1^2}{10^4 \times 110} \times [2 + 0,64 \times 2]$$

$$e_2 = 0.46 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 3803,47 \times (0,0038 + 0,02 + 0,0046)$$

$$M'_1 = 108,02 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 3803,47 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{10802}{3803,47} = 2,84 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 55 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.}$$

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times \underbrace{b \times h}_2 \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

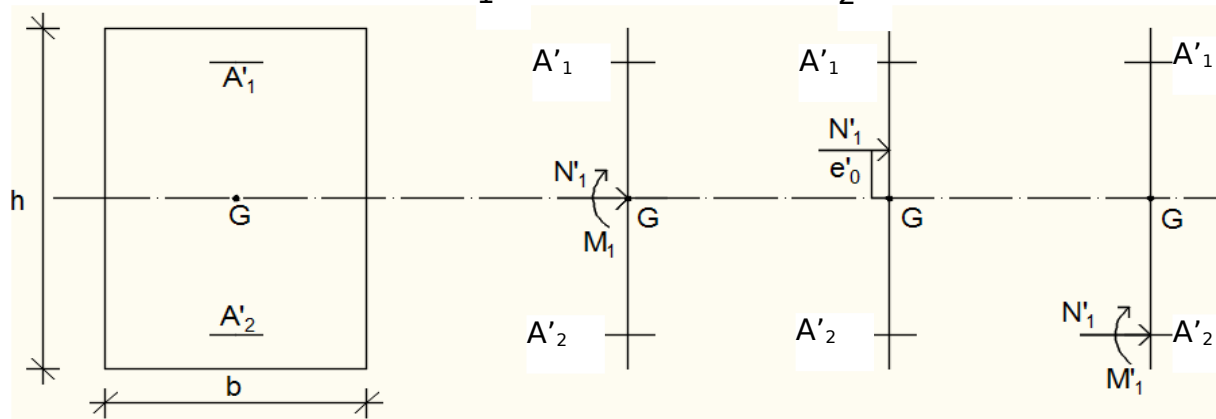


Figure VII.10: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 108,02 + 3803,47 \times \left(1 - \frac{1,1}{2}\right)$$

$$M_1 = 1819,58 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 110 - 0,81 \times 10) \times 14,2 \times 45 \times 110 = 2036301,3 \text{ N.m}$$

$$(1) = 2036,30 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 3803,47 \times (1 - 0,1) = 1819,58$$

$$(2) = 1603,58 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Conclusion :

$$(1) = 2036,30 \text{ KN} \cdot \text{m} > (2) = 1603,58 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \text{La section est partialement comprimée (S.P.C).}$$

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 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1819580}{14,2 \times 45 \times (100)^2} = 0,285$$

$$\mu < 0,285 < \mu_L = 0,392 = \text{il n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \text{il } \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \text{il } \alpha = 0,430$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \text{il } \beta = 0,828$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1819580}{348 \times 0,828 \times 100} = 63,15 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N_1'}{100 \times \sigma_s} = 63,15 - \frac{3803470}{100 \times 348} = -46,15 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

◆ Cas 2

- $N^{\max} = 3803,47 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{\text{corr}} = 13,11 \text{ KN} \cdot \text{m}$

- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1311}{3803,47} = 0,34 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm}$ La section est partialement comprimée. L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification on a une compression excentrée :

?

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 323 = 226,1 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{226,1}{45} = 5,02 \text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{0,34}{45} = \dot{i}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 5,02 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (\dot{i} e_0 + e_a + \dot{i} e_2) \end{array} \right.$$

✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

$$e_a = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{323}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times \dot{i} \alpha \times \Phi ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{5,75}{9,57} = 0,60$$

$$e_2 = \frac{3 \times 226,1^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0,60 \times 2]$$

$$e_2 = 1,09 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 3803,47 \times (0,0034 + 0,02 + 0,0109)$$

$$M'_1 = 130,46 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 3803,47 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{13047}{3803,47} = 3,43 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$ \Rightarrow L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1)}_{\text{}} \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_{\text{}} - M_1$$

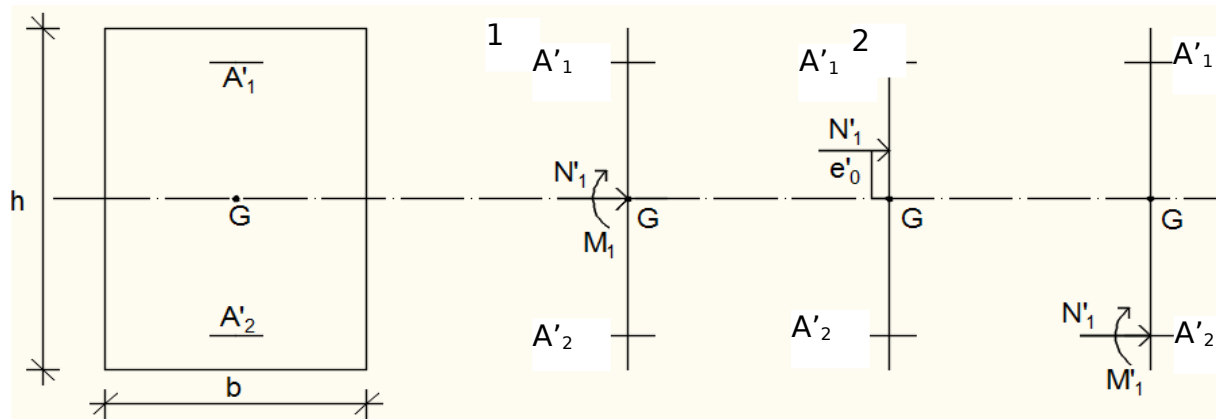


Figure VII.11: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 130,47 + 3803,47 \times \left(0,405 - \frac{0,45}{2}\right)$$

$$M_1 = 815,09 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 14,2 \times 110 \times 45 = 809740,8 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$(1) = 809,741 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(2) = 3803,47 \times (0,405 - 0,045) - 815,09$$

$$(2) = 554,16 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- Conclusion :

(1) = 809,74 KN.m > (2) = 554,16 KN.m \Rightarrow 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 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{815090}{14,2 \times 110 \times (40,5)^2} = 0,318$$

$$\mu < 0,318 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{il n'existe pas} \quad \text{et} \quad 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \dot{\iota} \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \dot{\iota} \alpha = 0,496$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \dot{\iota} \beta = 0,802$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{815090}{348 \times 0,802 \times 40,5} = 72,22 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N_1'}{100 \times \sigma_s} = 72,22 - \frac{3803470}{100 \times 348} = -37,08 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

◆ **Cas 3 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- **$N^{\text{corr}} = 2584,71 \text{ KN}$**
- **$M_{zz}^{\text{max}} = 112,85 \text{ KN.m}$**
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{11285}{2584,71} = 4,37 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 9,17 \text{ cm}$ \Rightarrow L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentrée :

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 323 = 226,1 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{226,1}{110} = 2,06 \text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{4,37}{110} = \dot{\iota}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 2,06 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

$$e_a = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{323}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times \alpha \times \Phi ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{52,79}{82,30} = 0,64$$

$$e_2 = \frac{3 \times 226,1^2}{10^4 \times 110} \times [2 + 0,64 \times 2]$$

$$e_2 = 0,46 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 2584,71 \times (0,0437 + 0,02 + 0,0046)$$

$$M'_1 = 176,54 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 2584,71 \text{ KN}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{17654}{2584,71} = 6,83 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 55 \text{ cm}$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - i + 0,81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times \underbrace{b \times h}_2 \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

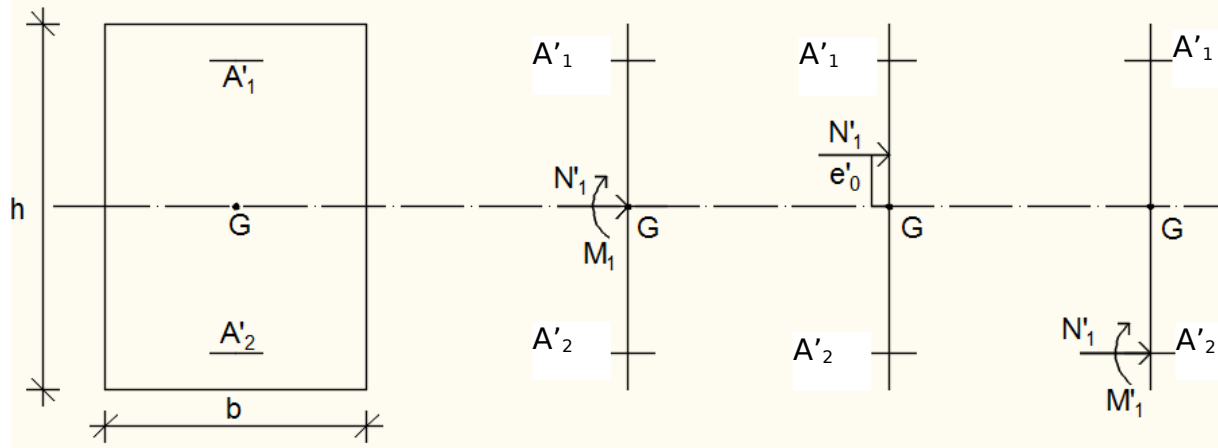


Figure VII.12: Position de N'_1, M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 176,54 + 2584,71 \times \left(1 - \frac{1,1}{2}\right)$$

$$M_1 = 1339,66 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(1) = (0,337 \times 110 - 0,81 \times 10) \times 14,2 \times 45 \times 110 = 2036301,3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$(1) = 2036,30 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(2) = 2584,71 \times (1 - 0,1) = -1339,66$$

$$(2) = 986,58 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

• Conclusion :

(1) = 2036,30 KN.m > (2) = 986,58 KN.m ⇔ La section est partiellement comprimée (S.P.C).

Remarque :

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue M_1

➤

Calcul des armatures en flexion simple :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1339660}{14,2 \times 45 \times (100)^2} = 0,210$$

$$\mu \quad \text{ici } 0,210 < \mu_L = 0,392 = \text{ici n' existe pas} \quad \text{et} \quad 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \text{ici } \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \text{ici } \alpha = 0,298$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \text{ici } \beta = 0,881$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1339660}{348 \times 0,881 \times 100} = 43,70 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 43,70 - \frac{2584710}{100 \times 348} = -30,57 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

◆ **Cas 4 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{corr}} = 2514,47 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{\text{max}} = 64,95 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{6495}{2514,47} = 2,58 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - \text{ici } 0,81 \times c_1)}_{\sigma_b} \times b \times h \leq \underbrace{N'_1}_{\times (d - c_1)} - M_1$$

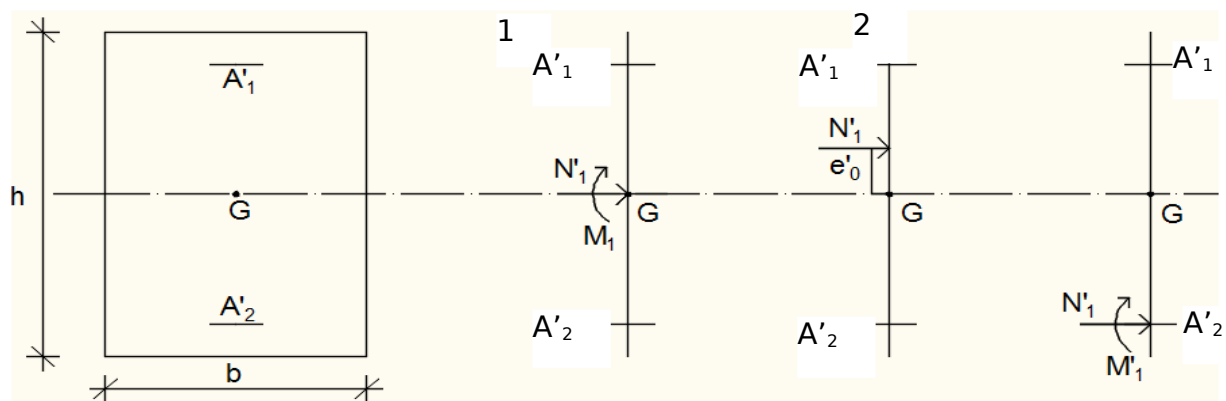


Figure VII.13: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = N \times (e_0 + d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 2514,47 \times \left(0,026 + 0,405 - \frac{0,45}{2}\right)$$

$$M_1 = 517,98 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 14,2 \times 110 \times 45 = 809740,8 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$(1) = 809,741 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(2) = 2514,47 \times (0,405 - 0,045) - 517,98$$

$$(2) = 387,23 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Conclusion :**

(1) = 809,741 KN . m > (2) = 387,23 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 :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{517980}{14,2 \times 110 \times (40,5)^2} = 0,202$$

$$\mu < 0,202 < \mu_L = 0,392 = \text{in 'existe pas} \quad \text{et} \quad 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \dot{\iota} \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \dot{\iota} \alpha = 0,285$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \dot{\iota} \beta = 0,886$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{517980}{348 \times 0,886 \times 40,5} = 41,48 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 41,48 - \frac{557670}{100 \times 348} = -30,78 < 0 \Rightarrow \text{On prendera } A = 0 \text{ cm}^2$$

- **Cas 5 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\min} = 1384,58 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{cor}} = 17,31 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1731}{1384,58} = 1,25 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 9,17 \text{ cm}$ \Rightarrow L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section

- Vérification si on a une compression excentrée :

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 323 = 226,1 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{226,1}{110} = 2,06 \text{ cm} ; \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[15 ; 20 \times \frac{1,25}{110} = 2,27 \right] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 2,06 \leq \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = 15$ \Rightarrow on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]

$$e_a = \text{max} \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{max} \left[2 \text{ cm} ; \frac{323}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times \alpha \times \Phi ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{8,63}{12,63} = 0,68$$

$$e_2 = \frac{3 \times 226,1^2}{10^4 \times 110} \times [2 + 0,68 \times 2]$$

$$e_2 = 0.47 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1384,58 \times (0,0125 + 0,02 + 0,0047)$$

$$M'_1 = 51,50 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 1384,58 \text{ KN}$$

- Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{5150}{1384,58} = 3,71 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 55 \text{ cm}$ \Rightarrow L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times \underbrace{b \times h}_2 \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

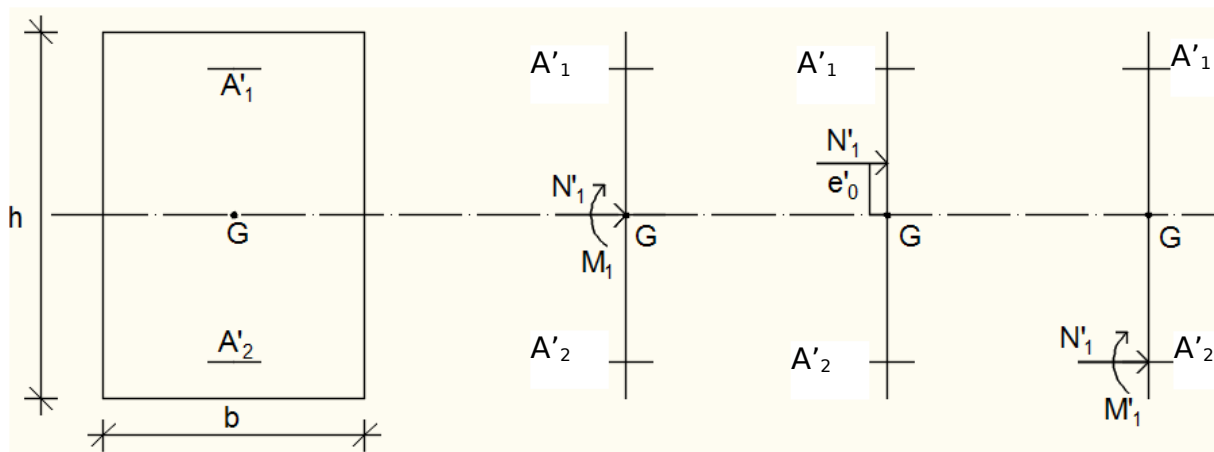


Figure VII.14: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 51,50 + 1384,58 \times \left(1 - \frac{1,1}{2}\right)$$

$$M_1 = 674,56 \text{ KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 110 - 0,81 \times 10) \times 14,2 \times 45 \times 110 = 2036301,3 \text{ N.m}$$

$$(1) = 2036,30 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 1384,58 \times (1 - 0,1) = -674,56$$

$$(2) = 571,56 \text{ KN.m}$$

• **Conclusion :**

(1) = 2036,30 KN.m > (2) = 571,56 KN.m \Rightarrow 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 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{674560}{14,2 \times 45 \times (100)^2} = 0,105$$

$$\mu < 0,105 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{il n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,139$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,944$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{674560}{348 \times 0,944 \times 100} = 19,78 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N_1'}{100 \times \sigma_s} = 5,39 - \frac{1384580}{100 \times 348} = -20,00 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

◆ **Cas 6:**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\min} = 1384,58 \text{ KN}$
- $M_{YY}^{\text{cor}} = 5,01 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{501}{1384,58} = 0,36 < \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \Rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentrée :

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 323 = 226,1 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{226,1}{45} = 5,02 \text{ cm} ; \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[15 ; 20 \times \frac{0,36}{45} \right] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 5,02 \leq \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = 15$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

$$e_a = \text{max} \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \text{max} \left[2 \text{ cm} ; \frac{323}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times \alpha \times \Phi ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{1,76}{3,64} = 0,48$$

$$e_2 = \frac{3 \times 226,1^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0,48 \times 2]$$

$$e_2 = 1,00 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 1384,58 \times (0,0036 + 0,02 + 0,01)$$

$$M'_1 = 46,52 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 1384,58 \text{ KN}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{46,52}{1384,58} = 3,35 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{295740}{14,2 \times 110 \times (40,5)^2} = 0,115$$

$$\mu = 0,115 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow n' \text{ existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \dot{\iota} \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \dot{\iota} \alpha = 0,153$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \dot{\iota} \beta = 0,939$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{295740}{348 \times 0,939 \times 40,5} = 22,35 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N_1'}{100 \times \sigma_s} = 22,35 - \frac{1384580}{100 \times 348} = -17,44 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

❖ **Situation accidentelle : (G+Q ± E ; 0.8G±E)**

b = 45cm h = 110cm d = 100cm

b = 110cm h = 45cm d = 40,5cm

◆ **Cas 1 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- **N^{max} = 2871,67 KN**
- **M_{zz^{cor}} = 70,86 KN.m**
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{7086}{2871,67} = 2,47 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 9,17 \text{ cm}$ ⇔ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de section.

- Vérification si on a une compression excentrée :

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 323 = 226,1 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{226,1}{110} = 2,06 \text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{2,47}{110} = \dot{\iota}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 2,06 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15$ on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\begin{cases} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{cases}$$

✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

$$e_a = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \text{max} [2 \text{ cm} ; \frac{323}{250}]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times \alpha \times \Phi ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{6,75}{10,50} = 0,64$$

$$e_2 = \frac{3 \times 226,1^2}{10^4 \times 110} \times [2 + 0,64 \times 2]$$

$$e_2 = 0,46 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 2871,67 \times (0,0247 + 0,02 + 0,0046)$$

$$M'_1 = 141,57 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 2871,67 \text{ KN}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{14157}{2871,67} = 4,93 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 55 \text{ cm}$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_2 - M_1$$

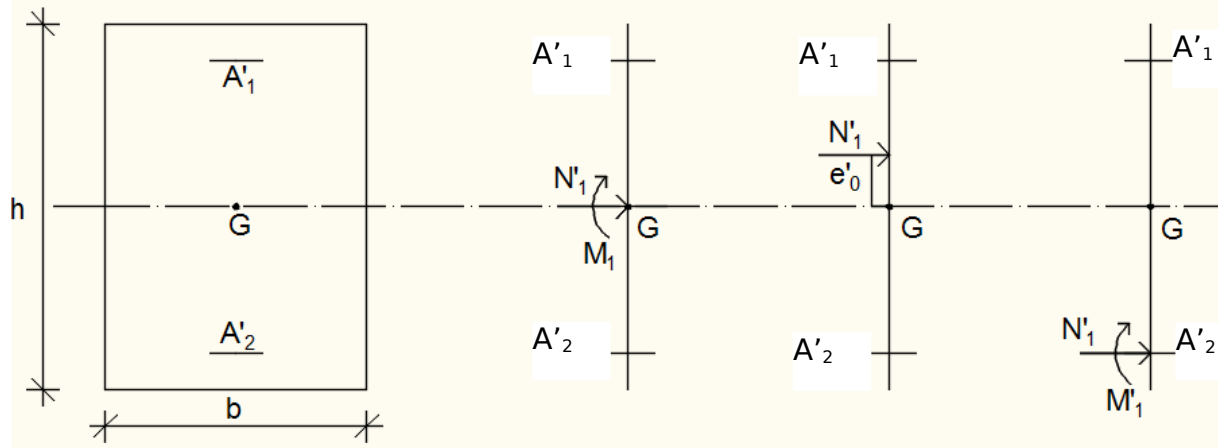


Figure VII.16: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 141,57 + 2871,67 \times \left(1 - \frac{1,10}{2}\right)$$

$$M_1 = 1433,82 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(1) = (0,337 \times 110 - 0,81 \times 10) \times 18,48 \times 45 \times 110 = 2650059,72 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$(1) = 2650,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(2) = 2871,67 \times (1 - 0,1) - 1433,82$$

$$(2) = 1150,68 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

• Conclusion :

$$(1) = 2650,06 \text{ KN} \cdot \text{m} > (2) = 1150,68 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \underline{\underline{=}} \text{ La section est partialement comprimée (S.P.C).}$$

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 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1433820}{18,48 \times 45 \times (100)^2} = 0,172$$

$$\mu \quad \text{ici } 0,172 < \mu_L = 0,379 = \text{ici } n' \text{ existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \text{ici } \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \text{ici } \beta = 0,905$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1433820}{400 \times 0,905 \times 100} = 39,61 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N_1'}{100 \times \sigma_s} = 39,61 - \frac{3172590}{100 \times 400} = -32,18 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

◆ **Cas 2 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\max} = 2871,67 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{\text{corr}} = 12,87 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1287}{2871,67} = 0,45 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm}$ \Rightarrow L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentrée :

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 323 = 226,1 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{226,1}{45} = 5,02 \text{ cm} ; \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[15 ; 20 \times \frac{0,45}{45} = \text{ici} \right] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 5,02 \leq \text{Max} \left[15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h} \right] = 15$ \Rightarrow on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armateurs en compression excentrée

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ici} \\ N_1' = N \\ M_1' = N_1' \times (e_0 + e_a + e_2) \\ \text{ici} \end{array} \right.$$

✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{323}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times \frac{2 + \zeta}{\zeta} \times \alpha \times \Phi ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{5,75}{9,57} = 0,60$$

$$e_2 = \frac{3 \times 226,1^2}{10^4 \times 45} \times [2 + 0,60 \times 2]$$

$$e_2 = 1,09 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 2871,67 \times (0,0045 + 0,02 + 0,0109)$$

$$M'_1 = 101,66 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 2871,67 \text{ KN}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{10166}{32871,67} = 3,54 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .}$$

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - \zeta \times 0,81 \times c_1)}_1 \times \underbrace{\sigma_b \times b \times h}_2 \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

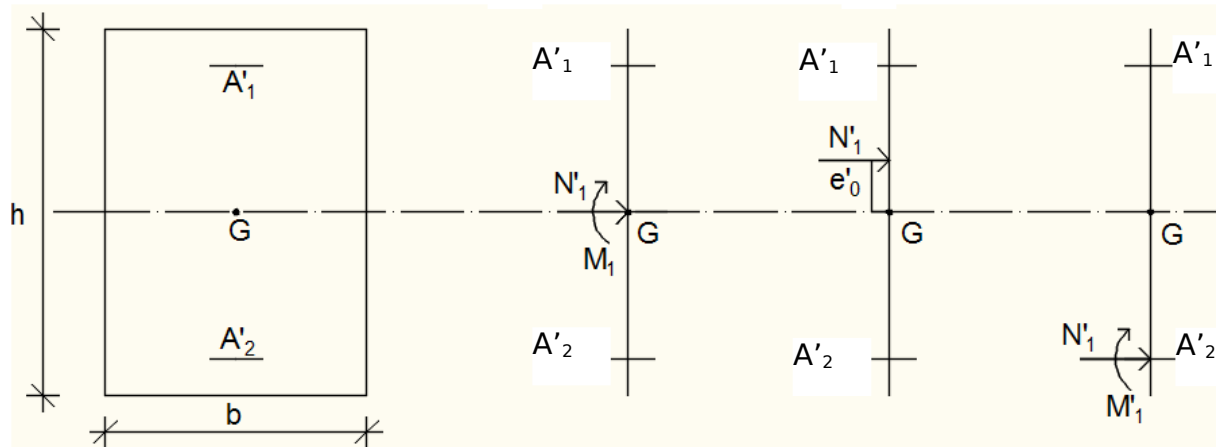


Figure VII.17: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 101,66 + 2871,67 \times \left(0,405 - \frac{0,45}{2}\right)$$

$$M_1 = 618,56 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 18,48 \times 110 \times 45 = 1053803,52 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$(1) = 1053,80 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(2) = 2871,67 \times (0,405 - 0,045) - 618,56$$

$$(2) = 415,24 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

• Conclusion :

(1) = 1053,80 KN . m > (2) = 415,24 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 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{618560}{18,48 \times 110 \times (40,5)^2} = 0,186$$

$$\mu = 0,186 < \mu_L = 0,379 \implies n \text{ 'existe pas } \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \dot{\iota} \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \dot{\iota} \alpha = 0,259$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \dot{\iota} \beta = 0,896$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{894350}{400 \times 0,896 \times 40,5} = 42,59 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 42,59 - \frac{2871670}{100 \times 400} = -29,20 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

◆ **Cas 3 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{corr}} = 1981,02 \text{ KN}$
- $M_{zz}^{\text{max}} = 213,51 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{21351}{1981,02} = 10,78 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm}$ \Rightarrow L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

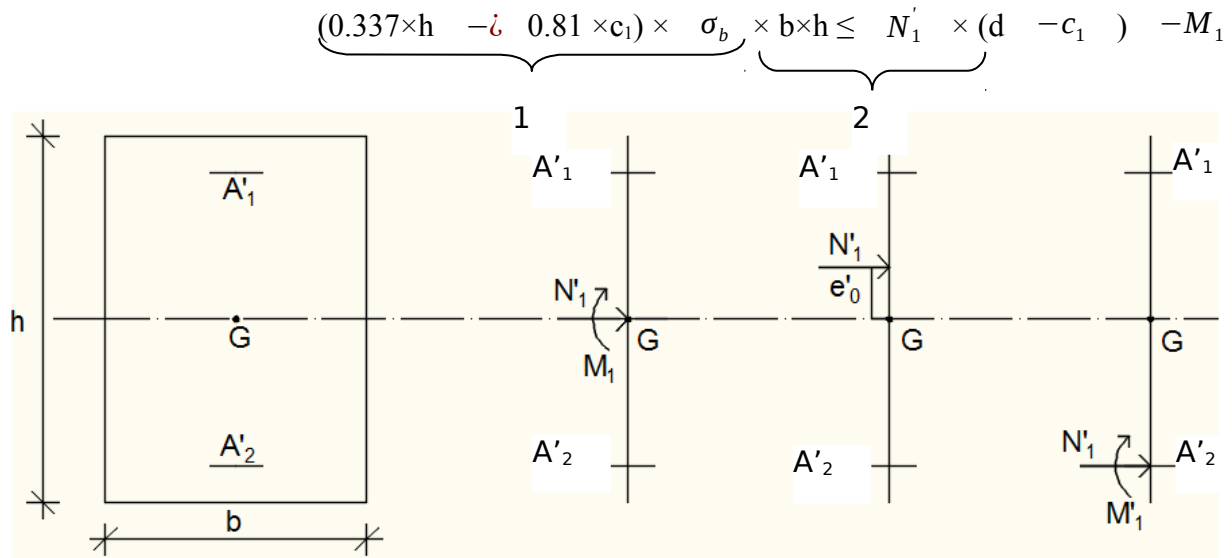


Figure VII.18 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = N \times (e_0 + d - \frac{h}{2})$$

$$M_1 = 1981,02 \times (0,108 + 0,405 - \frac{0,45}{2})$$

$$M_1 = 570,53 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(1) = (0,337 \times 110 - 0,81 \times 10) \times 18,48 \times 45 \times 110 = 2650059,72 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$(1) = 2650,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(2) = 1981,02 \times (1 - 0,1) = -570,53$$

$$(2) = 1212,39 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

• **Conclusion :**

$(1) = 2650,06 \text{ KN} \cdot \text{m} > (2) = 1212,39 \text{ KN} \cdot \text{m}$ \Rightarrow 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 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{570530}{18,48 \times 45 \times (100)^2} = 0,069$$

$$\mu < 0,069 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow \text{il n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,089$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,964$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{570530}{400 \times 0,928 \times 100} = 14,79 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N_1'}{100 \times \sigma_s} = 14,79 - \frac{1981020}{100 \times 400} = -34,74 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

◆ **Cas 4 :**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\text{corr}} = 1341,65 \text{ KN}$
- $M_{yy}^{\text{max}} = 484,68 \text{ KN} \cdot \text{m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{48468}{1341,65} = 36,12 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 55 \text{ cm}$ \Rightarrow L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

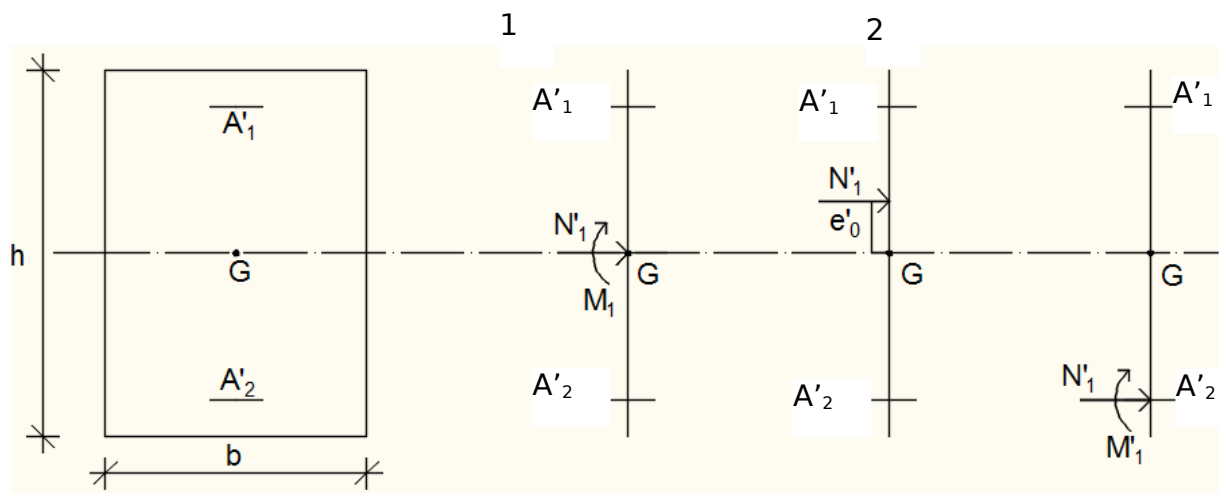


Figure VII.19 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = N \times \left(e_0 + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 1341,65 \times \left(0,3612 + 1 - \frac{1,1}{2} \right)$$

$$M_1 = 1088,34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(1) = (0,337 \times 110 - 0,81 \times 10) \times 18,48 \times 45 \times 110 = 2650059,72 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$(1) = 2650,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(2) = 1341,65 \times (1 - 0,1) = -1088,34$$

$$(2) = 119,15 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

• Conclusion :

(1) = 1088,65 KN.m > (2) = 119,15 KN.m \Rightarrow 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 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1088340}{18,48 \times 45 \times (100)^2} = 0,131$$

$$\mu = 0,131 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow n' \text{ existe pas} \quad \text{et} \quad 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \dot{\iota} \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \dot{\iota} \alpha = 0,176$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \dot{\iota} \beta = 0,930$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1088340}{400 \times 0,930 \times 100} = 29,27 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 29,27 - \frac{1341650}{100 \times 400} = -4,27 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

◆ Cas 5 :

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\min} = 459,12 \text{ KN}$
- $M_{ZZ}^{\text{corr}} = 38,97 \text{ KN.m}$
- Position du point d'application de l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{3897}{459,12} = 8,48 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 9,17 \text{ cm}$ \Rightarrow L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- Vérification si on a une compression excentrée :

$$\frac{L_f}{h} \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 323 = 226,1 \text{ cm (Bâtiment à étages multiple) [BAEL91/VI.2]}$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{226,1}{110} = 2,06 \text{ cm} ; \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = \text{max} [15 ; 20 \times \frac{8,48}{110} = \dot{\iota}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 2,06 \leq \text{Max} [15 ; 20 \cdot \frac{e_0}{h}] = 15$ \Rightarrow on utilise la méthode simplifiée pour la détermination des armatures en compression excentrée

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_1 = N \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) \end{array} \right.$$

✓ **Excentricité additionnelle e_a : [BAEL91]**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{323}{250} \right]$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

✓ **Excentricité du second ordre e_2 : [BAEL91]**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times \alpha \times \Phi ; \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{6,75}{10,50} = 0,64$$

$$e_2 = \frac{3 \times 226,1^2}{10^4 \times 110} \times [2 + 0,64 \times 2]$$

$$e_2 = 0,46 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 459,12 \times (0,0848 + 0,02 + 0,0046)$$

$$M'_1 = 50,23 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 459,12 \text{ KN}$$

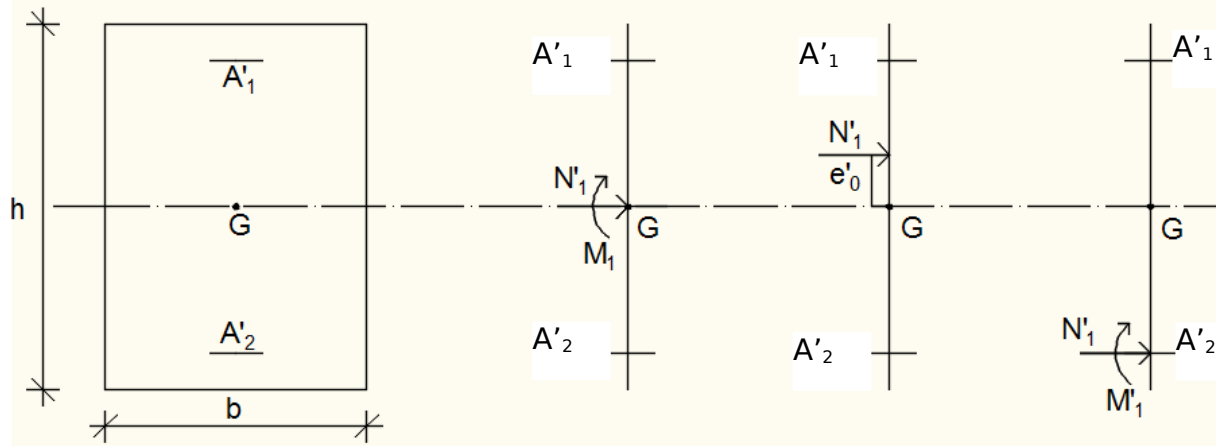
- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{5023}{459,12} = 10,94 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 55 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section .

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times c_1)}_1 \times \sigma_b \times \underbrace{b \times h}_2 \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$



FigureVII.20 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

➤ Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 50,23 + 459,12 \times \left(100 - \frac{1,10}{2}\right)$$

$$M_1 = 256,83 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(1) = (0,337 \times 110 - 0,81 \times 10) \times 18,48 \times 45 \times 110 = 2650059,72 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$(1) = 2650,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(2) = 459,12 \times (1 - 0,1) = -256,83$$

$$(2) = 156,38 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

• Conclusion :

$$(1) = 2650,06 \text{ KN} \cdot \text{m} > (2) = 156,38 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \underline{\underline{\text{La section est partialement comprimée (S.P.C)}}}$$

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 :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{256830}{18,48 \times 45 \times (100)^2} = 0,031$$

$$\mu = 0,031 < \mu_L = 0,379 = i n' \text{ existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = i \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = i \alpha = 0,040$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = i \beta = 0,984$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{256830}{400 \times 0,984 \times 100} = 6,53 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \times \sigma_s} = 6,53 - \frac{1780850}{100 \times 400} = -4,95 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

◆ **Cas 6:**

Les sollicitations prises en compte sont :

- $N^{\min} = 459,12 \text{ KN}$
- $M_{YY}^{\text{cor}} = 2,93 \text{ KN.m}$
- [Position du point d'application de l'effort normal N :](#)

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{293}{459,12} = 0,64 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow$ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

- [Vérification si la section est entièrement comprimée :](#)

$$(0,337 \times h - i \cdot 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

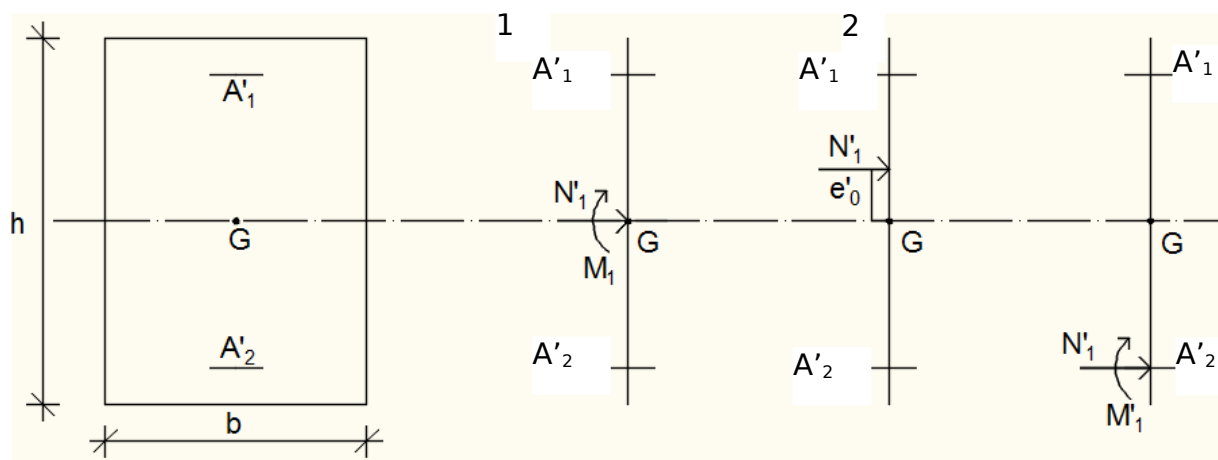


Figure VII.21: Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- [Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :](#)

$$M_1 = N \times \left(e_0 + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 459,12 \times \left(0,0064 + 1 - \frac{1,10}{2} \right)$$

$$M_1 = 209,54 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(1) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 18,48 \times 110 \times 45 = 1053803,52 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$(1) = 1053,80 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$(2) = 459,12 \times (0,405 - 0,045) = -209,54$$

$$(2) = -44,25 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Conclusion :**

$$(1) = 1053,80 \text{ KN} \cdot \text{m} > (2) = -44,25 \text{ KN} \cdot \text{m} \quad \Rightarrow \text{La section est partialement comprimée (S.P.C).}$$

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 :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{209540}{18,48 \times 110 \times (40,5)^2} = 0,063$$

$$\mu = 0,063 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow \text{il n'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \dot{\iota} \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \dot{\iota} \alpha = 0,081$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \dot{\iota} \beta = 0,968$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{209540}{400 \times 0,968 \times 40,5} = 13,36 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 26,34 - \frac{459120}{100 \times 400} = 1,89$$

- **Conclusion :**

$$A_{cal} = \max(A_{ELU}; A_{ACC}) = 1,89 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales :**

➤ **Condition imposée par le RPA99/V2003 :**

$$A_{min} = 0,8 \times (b \times h) = 0,008 \times 45 \times 110 = 39,6 \text{ cm}^2$$

➤ **Suivant B.A.E.L 91 :**

$$A_{min} = \max\left(\frac{0,2 \times b \times h}{100}; \frac{8 \times (b+h)}{100}\right) = \max\left(\frac{0,2 \times 45 \times 110}{100}; \frac{8 \times (45+110)}{100}\right)$$

$$A_{min} = \max(9,6; 12,4)$$

$$A_{min} = 12,4 \text{ cm}^2$$

- **Conclusion :**

$$A = \max(A_{CAL}; A_{minRPA}; A_{minBAEL}) = 39,6 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$14T16 + 4T20 \longrightarrow A = 40,72 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite de service :**

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{4742}{2780,59} = 1,71 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{L'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.}$$

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{3331}{4962,05} < \frac{h}{6} = \frac{110}{6} = 18,34 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée et il nous faut vérifier que : } \sigma_b \leq \sigma'_b = 0,6 \times f_{c28}$$

$$b=45; h=110; c=2 \quad ; \quad d=100 \quad \text{et } A'_1 = A'_2 = 41,22 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15 (A'_1 + A'_2) = 45 \times 110 + 15 \times (40,72 \times 2) = 6171,6 \text{ cm}^2$$

$$V_1 =$$

$$\frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right] = \frac{1}{6171,6} \times \left[\frac{45 \times 110^2}{2} + 15 \times (40,72 \times 10 + 40,72 \times 100) \right] = 55$$

$$V_2 = h - V_1 = 110 - 55 = 55 \text{ cm}$$

$$I_{xx}' = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2] \Rightarrow$$

$$I_{xx} = \frac{45}{3} \times (55^3 + 55^3) + 15 \times [40,72 \times (55 - 10)^2 + 40,72 \times (100 - 55)^2] = 7464990 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 47,42 - 2780,59 \times \left(\frac{110}{2} - 55 \right) = 47,42 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_d = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{2780590}{100 \times 6171,6} = 4,51 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{4742}{7464990} = 0,00063$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_d + k \times V_1 = 4,51 + 0,00063 \times 55 = 4,54 \text{ MPa}$$

$\sigma_b^1 = 4,54 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures déterminés pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante

a. Vérification de l'effort tranchant :

D'après le fichier de résultats Etabs : $T_U^{MAX} = 68,35 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{68350}{45 \times 100 \times 100} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa} \text{ (Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne du poteau.

b. Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{2}{3} = 0,66 \text{ cm} = 6,6 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235

c. Espacement des armatures transversales :

➤ Suivant les règles BAEL 91 :

$$\delta_t \leq \begin{matrix} 15\phi_L^{min} \\ i \\ \leq \min i \end{matrix}; 40\text{cm}; b+10\text{cm}) = 18\text{cm}$$

$$\Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ D'après les règles RPA 99 (version 2003): (zone II)

✓ Zone nodale : $\delta_t \leq \min (10 \phi_L^{min}; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$
 $\delta_t = 10 \text{ cm}$

✓ Zone courante : $\delta_t \leq 15 \phi_L^{min} = 18\text{cm}$

$$\delta_t = 15 \text{ cm}$$

d. Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{226,1}{110} = 2,06 \text{ cm} < 5 \quad \Rightarrow \quad A_{min} = 0,5 \times b \times \delta_t = 0,005 \times 45 \times 15 = 3,38 \text{ cm}^2$$

e. Détermination de la zone nodale : [RPA99 V2003.Art 7.4.2.1]

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2.h \quad \Rightarrow \quad L' = 2 \times 40 \quad \Rightarrow \quad L' = 80 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_c}{6}; b; h; 60\right) = \max\left(\frac{306}{6}; 45; 110; 60\right) = 110 \text{ cm}$$

f. Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40. \phi_{Lmax}$$

$$L_r = 80 \text{ cm}$$

Remarque :

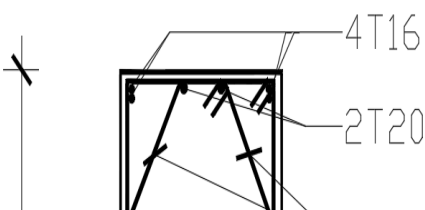
Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que

Précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

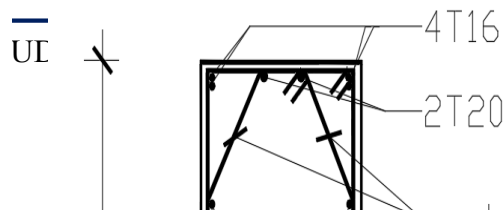
Tableau.VII.5: Tableau récapitulatif du ferrailage des poteaux

Type	Section [cm ²]	A _{CAL} [cm ²]	A _{minRPA} [cm ²]	A _{minBAEL} [cm ²]	Choix	A _{Adopté} [cm ²]	Recouvrement [cm]
1	(110x45)	1,89	39,6	12,4	14T16+4T20	40,72	80
2	(95x45)	9,52	34,2	11,2	12T16+4T20	36,70	80
3	(80x40)	14,46	25,6	9,6	8T16+2T20+4T1 2	26,88	80
4	(65x40)	15,81	20,8	8,4	8T16+2T20	22,36	80
5	(50x35)	12,3	14	6,8	8T16	16,08	56
6	(35x35)	5,73	9,8	5,6	6T12+2T14	9,87	56

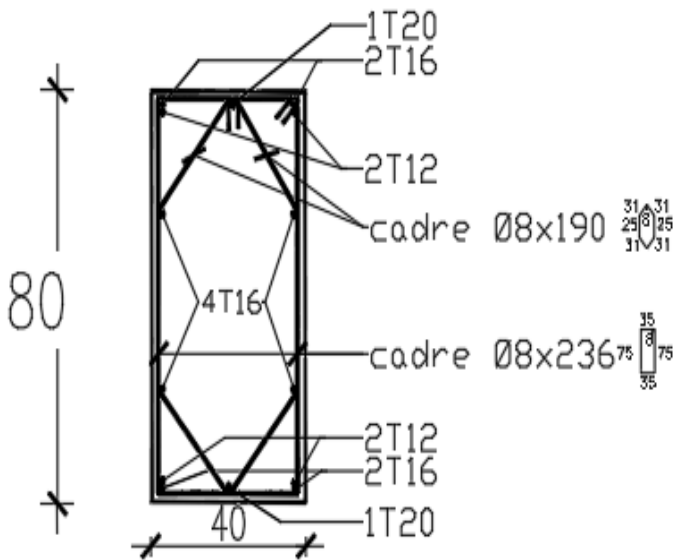
Poteau (110x45) :



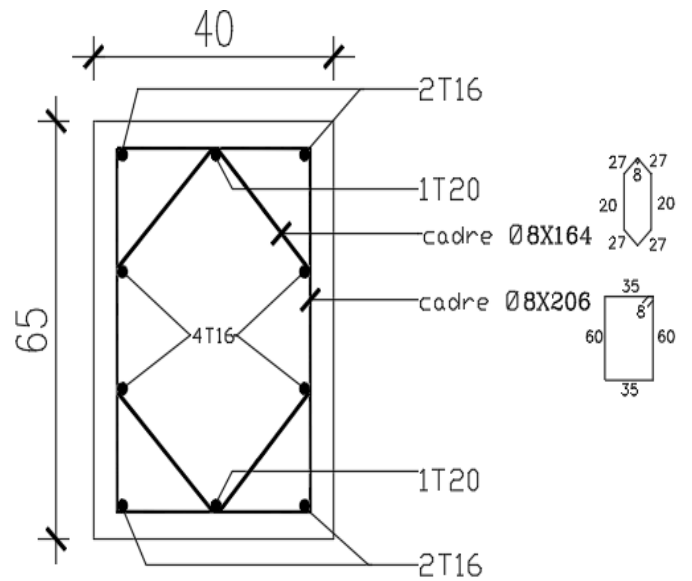
Poteau (95x45) :



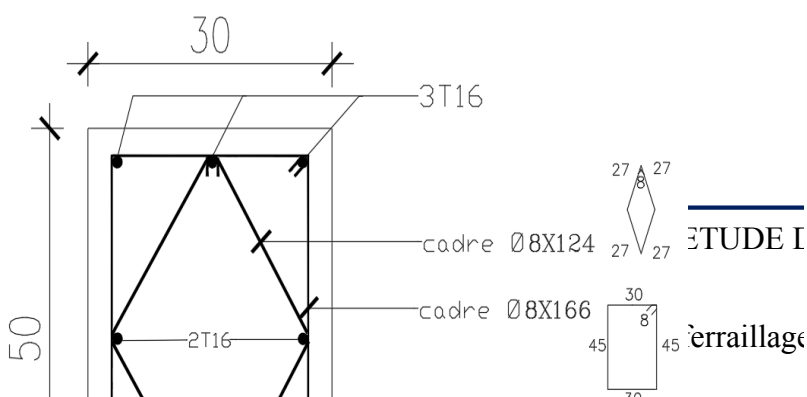
Poteau (80x40) :



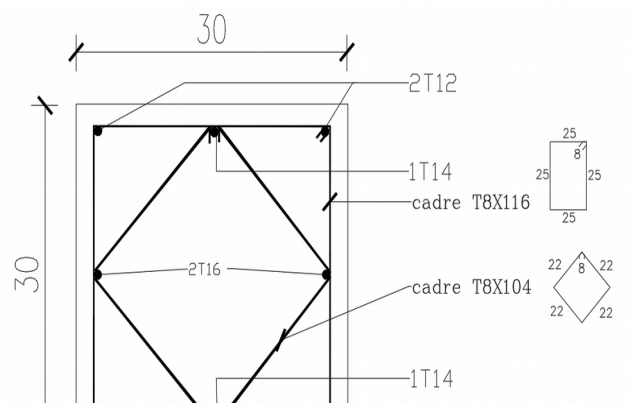
poteau (65x40) :



poteau (50x35) :



poteau (35x35) :



CHAPITRE VIII

VIII- ETUDE DES VOILES

VIII.1 /- Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieur à l'épaisseur et la longueur est au moins quatre fois supérieure à l'épaisseur

Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

1. Voile de contreventement
2. Voile périphérique

Les voiles sont ferrailés à l'aide des résultats donnés par le logiciel ETABS

VIII.2 /- Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article [7.7.4/ RPA99, V2003], le calcul des voiles se fera dans la direction de leurs plans moyen en appliquant les règles classiques du béton armé [Article 2.41/ DTR-B.C] 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 et
 - Des aciers horizontaux

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G \pm Q \pm E$ [RPA99/2003/V.5.2]
- $0.8G \pm E$

VIII.3 /- Les armatures verticales :

Les voiles comme les poteaux sont sollicités suivant deux sens voire figure VIII.1, ils seront calcul en flexion composées. [RPA99/v.2003/7.7.4].

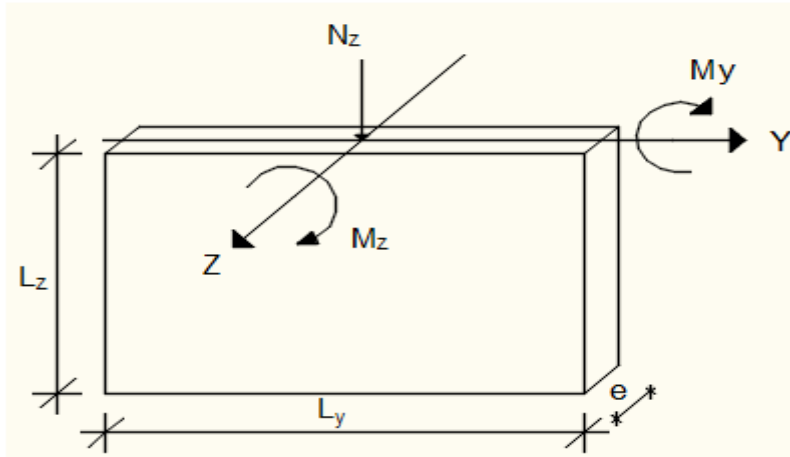


Figure VIII.1 : Sollicitations de calcul d'un voile.

Sens Z-Z :

$N_x ; M_y \Rightarrow$ section des armatures verticale à l'extrémité du voile (voir fig. VIII.2)

Sens Y-Y :

$N_x ; M_z \Rightarrow$ section des armatures verticale parallèle au parement du voile (voir fig. VIII.2)

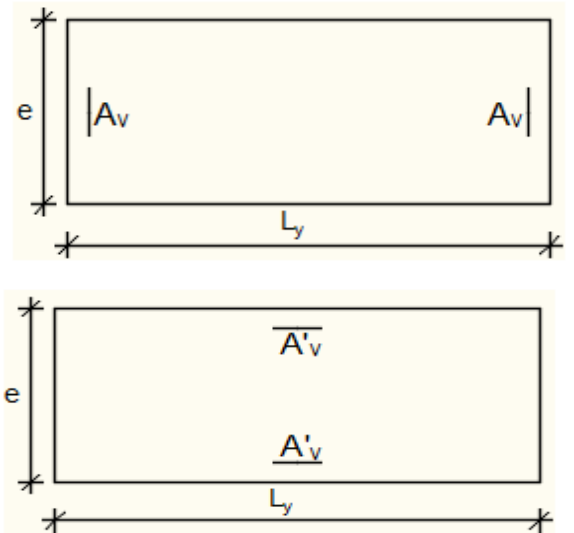


Figure VIII.2 : Sections de calcul.

➤ **Condition du règlement parasismique algérienne version 2003/7.7.4.1 :**

- Les armatures minimales :
 - À chacune des extrémités du voile $A_v \geq 4HA10$;
 - En zone courante (section des aciers verticaux parallèle aux parements du voile) :

$$A_1 = [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_2 = [L \times e \times 0,15\%] \times 2 A_v$$

$$A'_v = \max (A_1 ; A_2).$$
- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des force verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20%
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- Espacement des barres verticales :

- $S = \min(1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$ en zone courante ;

-

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur

- Le diamètre des barres verticales du voile : $\phi \leq \frac{L}{10} \cdot e$

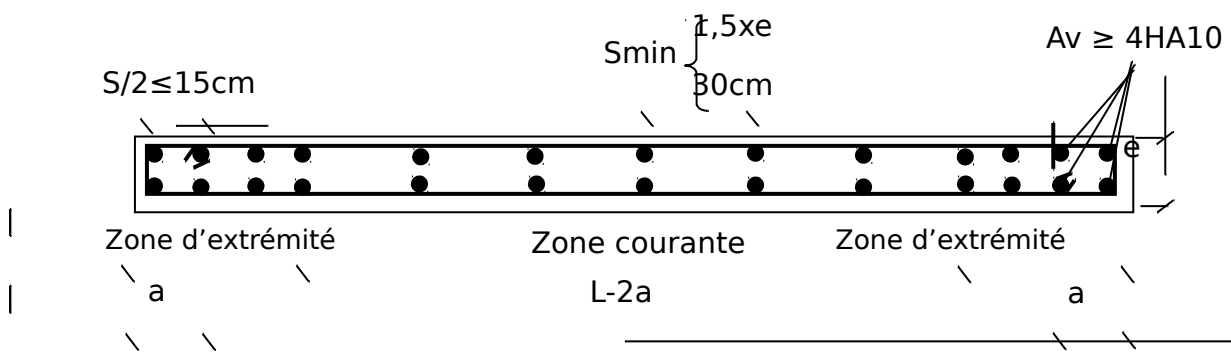


Figure VII.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

VIII.3.1 /- Les armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont calculées à l'effort tranchant avec :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{c,28} \times k}{0,9 \times \frac{f_e}{\delta_s}} \quad \text{Avec :} \quad k = 1 ; \delta_s = 1.$$

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans les cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- Les deux nappes d'armatures doivent être disposées vers l'extérieure.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des effort est possible ;
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

➤ **Détermination la nature de la section du voile :**

- Si σ_a et σ_b sont de signe négatif ; on aura une section entièrement tendue (SET) ;
- Si σ_a et σ_b sont de signe positif ; on aura une section entièrement comprimée (SEC) ;
- Si σ_a et σ_b sont de signe opposé ; on aura une section partiellement comprimée (SPC).

❖ **Exemples de calcul :**

- Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (Etabs) ; les sollicitations maximales sont :

Tableau.VIII.1 : les sollicitations de calcul du voile.

Sollicitations		Situation durable et transitoire	Situation accidentelle
Cas 1	N^{\max} [KN]	6738,62	6236,09
	$M_{z_z}^{\text{corr}}$ [KN.m]	45,75	23,55
Cas 2	N^{\max} [KN]	6738,62	6236,09
	$M_{y_y}^{\text{corr}}$ [KN.m]	1761,00	11018,07
Cas 3	$M_{z_z}^{\max}$ [KN.m]	94,37	108,09
	N^{corr} [KN]	6566,35	4611,85
Cas 4	$M_{y_y}^{\max}$ [KN.m]	1761,00	14863,89
	N^{corr} [KN]	6738,62	4510,34
Cas 5	N^{\min} [KN]	571,29	299,65
	$M_{z_z}^{\text{corr}}$ [KN.m]	40,63	26,11
Cas 6	N^{\min} [KN]	571,29	299,65
	$M_{y_y}^{\text{corr}}$ [KN.m]	11,99	556,60

❖ **1^{er} cas :** (utilisation durable et transitoire)

Les sollicitation prises en compte sont :

- $N^{\max} = 6738,62$ KN
- $M_{z_z}^{\text{cor}} = 45,75$ KN.m

$B = 680$ cm; $h = 20$ cm; $c = 2$ cm; $d = 18$ cm

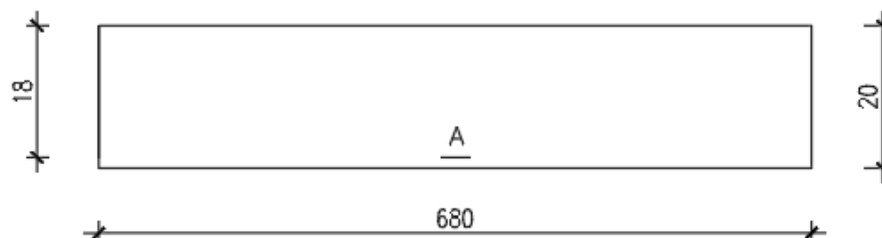


Figure VIII.4 : section de calcul.

- **Position du point d'application de l'effort normal de compression N :**

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4575}{6738,62} = 0,68 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow$ l'effort normal de compression est appliqué à l'intérieure de la section .

- **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{L_f}{h} \leq \max [15 ; 20 \times \frac{e_0}{h}]$$

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

$$\frac{L_f}{h} = \frac{226,1}{20} = 10,71 \text{ cm}; \max [15; 20 \times \frac{e_0}{h}] = \max [15; 20 \times \frac{0,68}{20}] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 11,31 \leq \max [15 ; 20 \times \frac{e_0}{h}] = 15 \Rightarrow$ la section sera calculée en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N'$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

- **Excentricité additionnelle e_a :**

$$e_a = \max [2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}] = \max [2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

- **Excentricité du second ordre e_2 :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \text{ avec } \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{19,8902}{33,3077} = 0,60$$

$$e_2 = \frac{3 \times 26,1^2}{10^4 \times 20} \times [2 + 0,60 \times 2] \Rightarrow e_2 = 2,45 \text{ cm}$$

donc :

$$N'_1 = N' = 6738,62 \text{ KN}$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) = 6738,62 \times (0,006 + 0,02 + 0,025) = 343,67 \text{ KN} \cdot m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_1 = 6738,62 \text{ KN} \\ M'_1 = 343,67 \text{ KN} \cdot m \end{array} \right.$$

- **Position d point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$e_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{34367}{6738,62} = 5,1 < \frac{h}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \Rightarrow$ l'effort normal de compression est appliqué à l'intérieure de la section .

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337 \times h - 0,81 \times 2 \times c_1)}_{(1)} \times \underbrace{\sigma_b}_{?} \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_{(2)} - M_1$$

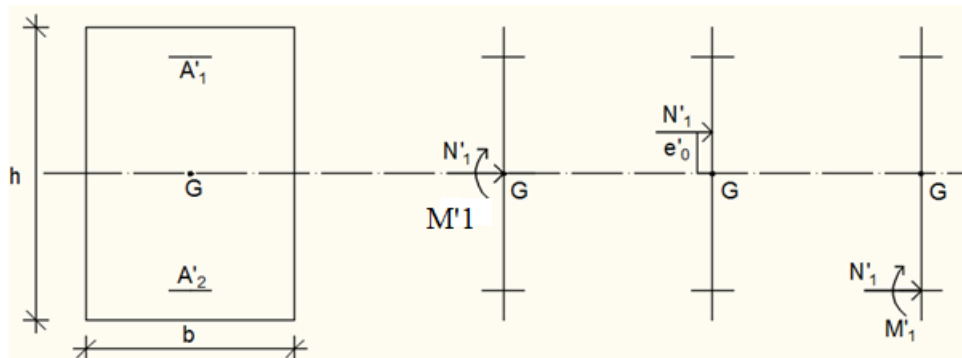


Figure VII.5 :Position de N'_1, M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 343,67 + 6738,62 \times \left(0,18 - \frac{0,2}{2} \right) \Rightarrow M_1 = 882,76$$

$$(1) = (0,337 \times 20 - 0,81 \times 2 \times 14,2) \times 14,2 \times 680 \times 20 = 988774,4 \Rightarrow (1) = 988,77 \text{ KN} \cdot m$$

$$(2) = 6738,62 \times (0,18 - 0,02) - 882,76 \Rightarrow (2) = 195,42 \text{ KN}$$

- **Conclusion :**

$$(1) = 988,77 \text{ KN} \cdot m > (2) = 195,42 \text{ KN} \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée (S.P.C).}$$

Le calcul de la section se fera en flexion simple soumise à un moment M_1 par rapport aux armatures tendue.

- **Vérification de l'existence de A'_1 :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{88276}{14,2 \times 680 \times 18^2} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 \quad \text{et} \quad \mu_L = 0,392 \quad \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \text{et} \quad \alpha = 0,036$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \text{et} \quad \beta = 0,986$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{88276}{348 \times 0,986 \times 18} = 14,29 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 14,29 - \frac{6738620}{100 \times 348} = -179,35 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]**

$$A_1 = \text{et} \quad [(L - 2a) \times e] \times 0,10\%$$

$$A_1 = \text{et} \quad \text{et} \quad \times 0,10 = \text{et} \quad \times 0,10 = 11,4 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,15 \times L \times e - 2A_v = (680 \times 20 \times 0,15) - 0 = 20,4 \Rightarrow A_2 = 20,4 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_1; A_2) = \text{et} \quad A = 20,4 \text{ cm}^2$$

- **Choix :**

$$26T10 \quad \rightarrow \quad A = \text{et} \quad 20,42 \text{ cm}^2$$

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

- **E.L.S :**

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{3331}{4962,05} = 0,67 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{L'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.}$$

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{3331}{4962,05} < \frac{h}{6} = \frac{20}{6} = 3,34 \text{ cm} \quad \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée}$$

- **Vérification des contraintes :**

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

Fissuration peu nuisible \rightarrow aucune vérification pour σ_s

$$b=680 \text{ cm}; h=20 \text{ cm}; c=2 \text{ cm}; d=18 \text{ cm} \quad \text{et} \quad A'_1 = A'_2 = 20,42 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 680 \times 20 + 15 \times (20,42 \times 2) = 14212,6 \text{ cm}^2$$

$$V_1 =$$

$$\frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right] = \frac{1}{14212,6} \times \left[\frac{680 \times 20^2}{2} + 15 \times (20,42 \times 2 + 20,42 \times 18) \right] = 10$$

cm

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10 = 10 \text{ cm}$$

$$I_{XX}' = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2] \Rightarrow$$

$$I_{XX}' = \frac{680}{3} \times (10^3 + 10^3) + 15 \times [20,42 \times (10 - 2)^2 + 20,42 \times (18 - 10)^2] = 492539,73 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 33,31 - 4962,05 \times \left(\frac{20}{2} - 10 \right) = 33,31 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{4962050}{100 \times 14212,6} = 3,49 \text{ MPa.}$$

$$k = \frac{M_G}{I_{XX}} = \frac{3331}{492539,73} = 0,007$$

$$\sigma'_b = \sigma + k \times V_1 = 3,49 + 0,007 \times 10 = 3,56 \text{ MPa}$$

$\sigma'_b = 3,56 \text{ MPa} \leq \sigma'_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armature déterminés pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante

❖ **2^{ème} cas :** (utilisation durable et transitoire)

Les sollicitation prises en compte sont :

- $N^{\max} = 6738,62$
- $M_{yy}^{corr} = 1761,00$

$B = 20 \text{ cm}; h = 680 \text{ cm}; c = 10 \text{ cm}; d = 670 \text{ cm}$

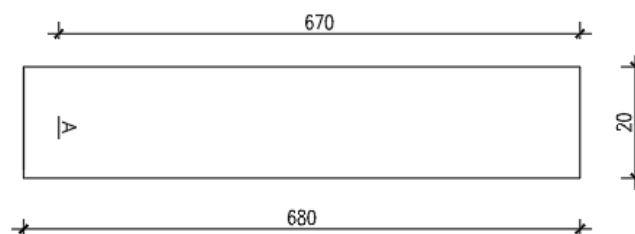


Figure VIII.6 : section de calcul.

➤ **Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$$e_0 = \frac{M}{N'} = \frac{176100}{6738,62} = 26,13 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{680}{2} = 340 \text{ cm} \Rightarrow \text{l'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section}$$

➤ **Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée :**

$$\frac{Lf}{h} \stackrel{?}{\leq} \max \left[15 ; 20 \times \frac{e_0}{h} \right]$$

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 306 = 226,1 \text{ cm}$$

$$\frac{Lf}{h} = \frac{226,1}{680} = 0,33 \text{ cm}; \max \left[15 ; 20 \times \frac{e_0}{h} \right] = \max \left[15 ; 20 \times \frac{26,13}{680} \right] = 15$$

$$\frac{Lf}{h} = 0,32 \leq \max \left[15 ; 20 \times \frac{e_0}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{la section sera calculée en flexion}$$

composée en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N'$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

➤ **Excentricité additionnelle e_a :**

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm} ; \frac{306}{250} \right] \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

➤ **Excentricité du second ordre e_2 :**

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi] ; \text{ avec } \Phi = 2$$

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{677,97}{1288,94} = 0,53$$

$$e_2 = \frac{3 \times 226,2^2}{10^4 \times 680} \times [2 + 0,53 \times 2] \Rightarrow e_2 = 0,06 \text{ cm}$$

donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} N'_1 = N' = 6738,62 \text{ KN} \\ M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2) = 6738,62 \times (0,26 + 0,02 + 0,0006) = 1890,85 \text{ KN} \cdot m \end{array} \right.$$

$$N'_1 = 6738,62 \text{ KN}$$

$$M'_1 = 1890,85 \text{ KN} \cdot m$$

- **Position d point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :**

$e_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{189085}{6738,62} = 28,06 < \frac{h}{2} = \frac{680}{2} = 340 \text{ cm} \Rightarrow$ l'effort normale de compression est appliquée à l'intérieure de la section .

- **Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 \times c_1)}_{(1)} \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N'_1 \times (d - c_1)}_{(2)} - M_1$$

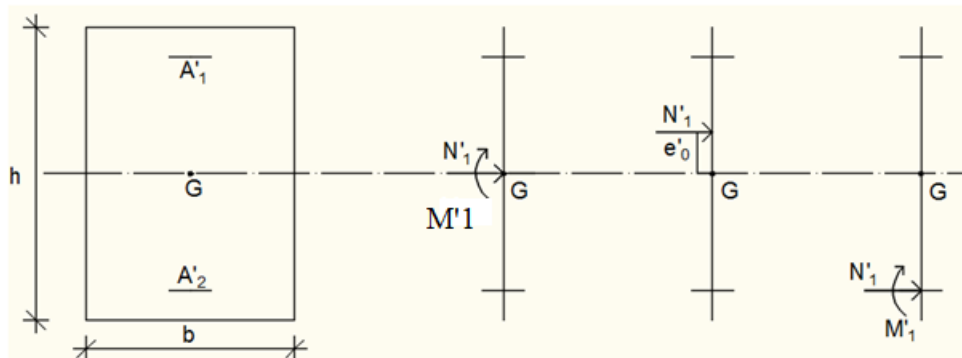


Figure VII.7 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

- **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 1890,85 + 6738,62 \times \left(6,7 - \frac{6,8}{2} \right) \Rightarrow M_1 = 24127,45 \text{ KN} \cdot m$$

$$(1) = (0.337 \times 680 - 0.81 \times 10) \times 14,2 \times 20 \times 680 = 42691107,2 \Rightarrow (1) = 42691,11 \text{ KN} \cdot m$$

$$(2) = 6738,62 \times (6,8 - 0,1) - 24127,45 \Rightarrow (2) = 21021,30 \text{ KN}$$

- **Conclusion :**

$(1) = 42691,11 \text{ KN} \cdot m > (2) = 21021,30 \text{ KN} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée (S.P.C).

Le calcul de la section se fera en flexion simple soumise à un moment M_1 par rapport aux armatures tendue.

- **Vérification de l'existence de A'_1 :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{24127450}{14,2 \times 20 \times 670^2} = 0,189$$

$$\mu = 0,189 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow n \text{ 'existe pas et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,26$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0,894$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{24127450}{348 \times 0,894 \times 670} = 115,75 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 115,75 - \frac{6738620}{100 \times 348} = -77,89 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- Armature minimale :

A chacune des extrémités du voile $\rightarrow A_v \geq 4HA10$

- choix :

6T10 $\rightarrow 4,71 \text{ cm}^2$

• E.L.S :

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{128894}{4962,05} = 25,98 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section.}$$

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{128894}{4962,05} = 25,98 < \frac{h}{6} = \frac{680}{6} = 113,34 \text{ cm} \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée}$$

• Vérification des contraintes :

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

Fissuration peu nuisible \rightarrow aucune vérification pour σ_s

$b=20 \text{ cm}$; $h=680 \text{ cm}$; $c=10 \text{ cm}$; $d=670 \text{ cm}$ et $A'_1 = A'_2 = 6,16 \text{ cm}^2$

$$B_0 = b \times h + 15 (A'_1 + A'_2) = 20 \times 680 + 15 \times (6,16 \times 2) = 13784,8 \text{ cm}^2$$

$V_1 =$

$$\frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right] = \frac{1}{13784,8} \times \left[\frac{20 \times 680^2}{2} + 15 \times (6,16 \times 10 + 6,16 \times 670) \right] = 340 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 680 - 340 = 340 \text{ cm}$$

$$I_{xx}' = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2] \Rightarrow$$

$$I_{xx}' = \frac{20}{3} \times (340^3 + 340^3) + 15 \times [6,16 \times (340 - 10)^2 + 6,16 \times (670 - 340)^2] = 534146185,3 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 1288,94 - 4962,05 \times \left(\frac{680}{2} - 340 \right) = 1288,94 \text{ KN.m}$$

$$\Sigma = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{4962050}{100 \times 13784,8} = 3,60 \text{ MPa.}$$

$$k = \frac{MG}{I_{xx}} = \frac{128894}{534146185,3} = 0,0002$$

$$\sigma_b^l = \sigma + k \times V_1 = 3,60 + 0,0002 \times 340 = 3,68 \text{ MPa}$$

$\sigma_b^l = 3,68 \text{ MPa} \leq \sigma_b^l = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armature déterminés pour l'état limite ultime de résistance sont suffisante

- Le choix des armatures :

$$\text{Sens y-y : } 26T10 \longrightarrow A = 20,42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens z-z : } 6T10 \longrightarrow A = 4,71 \text{ cm}^2$$

- L'espacement minimale des barre verticales et horizontales :

Selon RPA99 version 2003 :

$$\bullet S \leq \min (1.5 \times a ; 30 \text{ cm})$$

$$\bullet S \leq \min (1.5 \times 55 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement $S = 15 \text{ cm}$

$$S' = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ cm}$$

Calcul des armatures transversales :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{e \times d} ; T = 1.4 T_u$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 120,86 \times 10^3}{20 \times 670 \times 100} = 0,13 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

le calcul des armatures transversale n'est pas nécessaire .

- Espacement des armature transversales :

$$S \leq \min (1.5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement : $S = 20 \text{ cm}$

- Armatures transversales :

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau u - (0.3 \times ft_{28} \times k)}{0.9 \frac{fe}{\gamma_s}} \Rightarrow (\text{pas de reprise de bétonnage})$$

$$\frac{At}{b_0 \times S} \geq \frac{\tau u}{0.9 \frac{fe}{\gamma_s}} \Rightarrow At \geq \frac{\tau u}{0.9 \frac{fe}{\gamma_s}} \times b_0 \times S$$

$$At \geq \frac{0,13}{0,9 \times \frac{400}{1,15}} \times 20 \times 20 = 0,17 \text{ cm}^2$$

- armatures transversales minimales:

$$\frac{At_{min}}{b \times S} \geq \frac{1}{fe} \min \left[\frac{Tu}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right]$$

$$At_{min} \geq \frac{b \times S}{\gamma_e} \times \frac{Tu}{2} = \frac{20 \times 20}{400} \times \frac{0,13}{2} = 0,07 \text{ cm}^2$$

$$A = \max (At_{cal} ; At_{min}) = 0,17 \text{ cm}^2$$

- choix :

$$2T8 \rightarrow A = 1,01 \text{ cm}^2$$

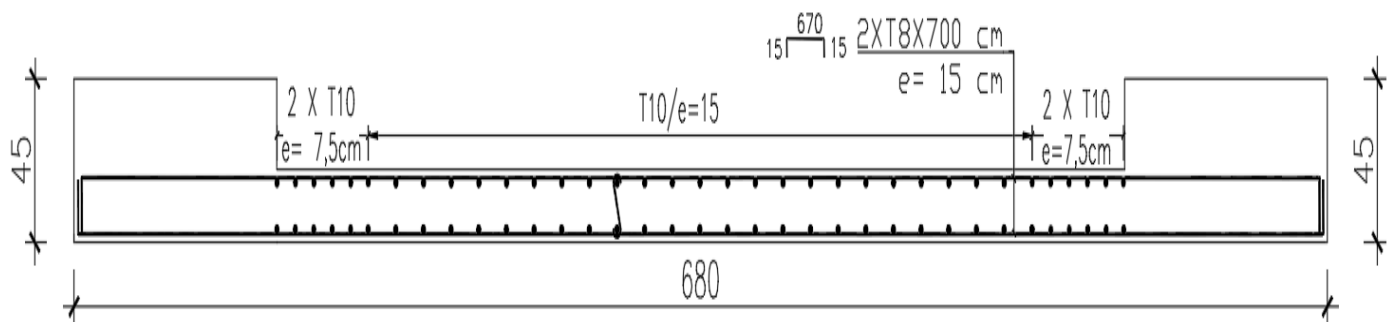


Figure
VIII.8 :

VIII.4 /- Etude des voiles périphérique :

Selon l'article 10.1.2/ RPA99, V2003, 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 :

- Epaisseur ≥ 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

• **Détermination des sollicitations :**

a) Calcul de l'effort N :

$$P_{Pr} = \gamma_b \times V_b$$

$$\gamma_b = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$V_b = 1 \times h \times e$$

h : la hauteur de voile et

e : Epaisseur de voile.

$$V_b = 1 \times 2,95 \times 0,15 = 0,443 \text{ m}^3$$

$$P_{Pr} = 25 \times 0,443 = 11,06 \text{ KN}$$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$N = 1,35 \times 11,06 = 14,93 \text{ KN}$$

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

$$N = P_{Pr} = 11,06 \text{ KN}$$

b) Calcul de la poussée des terres q :

Avec :

$$\sigma = K_p \times \gamma \times h$$

Avec :

$$K_p : \text{coefficient de poussée } K_p = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) ;$$

h : hauteur du voile et

γ : Masse volumique des terres.

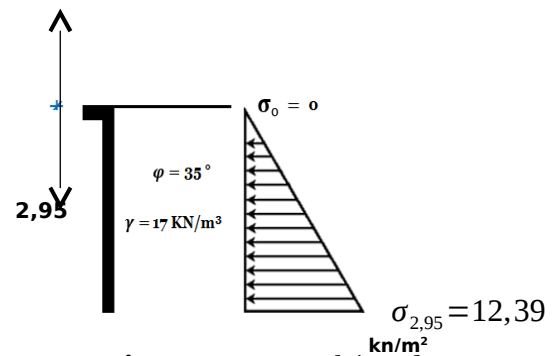


Figure VIII.9 : Schéma des contraintes du voile périphérique.

K_p : utiliser les tables de Caquot et Kérisel

Avec : $\delta = \frac{2}{3}\phi$; $\phi=35^\circ$ (δ : frottement mur /sol)

$$K_p=0,247.$$

$$\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$$

➤ Calcul des contraintes :

$$\sigma_i = K_p \times \gamma \times h$$

$$h=0 \Rightarrow \sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$h=2,5 \Rightarrow \sigma_1 = 0,247 \times 17 \times 2,95 = 12,39 \text{ kN/m}^2$$

On va considérer le voile comme une dalle qui s'appuie sur 4 coté avec une charge uniformément répartie $q = 6,20 \text{ KN/m}^2$.

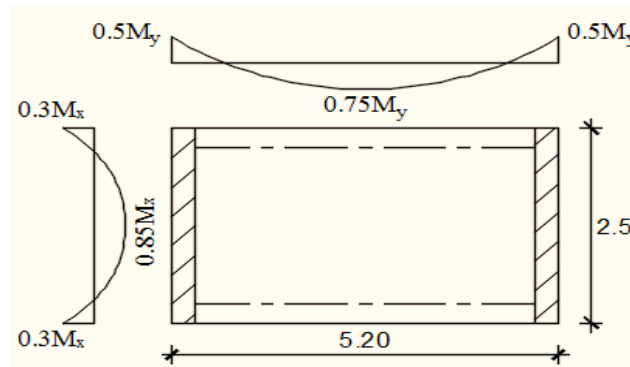


Figure VIII.10 : Schéma du panneau de la dalle appuyé sur 4 cotés.

(Panneau de dalle dans au moins un appui peut assurer un encastrement partiel).

- Combinaisons fondamentales :

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

$$q_u = 1,35 \times 6,20 = 8,37 \text{ KN/m}^2$$

pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{q}_u = q_u \times 1,00 = 8,37 \text{ KN/mL}$$

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

$$q_s = 6,20 \text{ KN/m}^2$$

por une bande de 1m de largeur

$$\bar{q}_s = q_s \times 1,00 = 6,20 \text{ KN/mL}$$

- Calcul des sollicitations :

$$\text{État limite ultime (ELU)} : \begin{cases} M_x^u = \mu_x \times \dot{q} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x. \\ \dot{\iota} M_y^u = \mu_y \times M_x^u & \text{Suivant la direction } l_y. \end{cases}$$

$$\text{État limite de service (ELS)} : \begin{cases} M_x^s = \mu_x \times \dot{q} \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x. \\ \dot{\iota} M_y^s = \mu_y \times M_x^s & \text{Suivant la direction } l_y. \end{cases}$$

Avec :

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f\left(\rho = \frac{l_x}{l_y}; \nu\right) ;$$

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

μ_x et μ_y : Des coefficients de réduction donnés en fonction du rapport l_x et l_y .

➤ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{xu} = \mu_{xu} \times q_u \times l_x^2 = \dot{\iota} \text{ Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_{yu} = \mu_{yu} \times M_{xu} = \dot{\iota} \text{ Suivant la direction } l_y.$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_{xser} = \mu_{xser} \times q_{ser} \times l_x^2 = \dot{\iota} \text{ Suivant la direction } l_x ;$$

$$M_{yser} = \mu_{yser} \times M_{xser} = \dot{\iota} \text{ Suivant la direction } l_y.$$

$$\text{Avec : } \mu_x \text{ et } \mu_y = f(\rho; \nu) \text{ et } \rho = \frac{l_x}{l_y}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{295}{550} = 0,54 = \dot{\iota} \text{ La dalle porte suivant deux directions.}$$

- Calcul des moments fléchissent pour un panneau de dalle simplement appuyé sur son pourtour :

$$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \quad M_y = \mu_y \times M_x$$

➤ Etat limite ultime :

$$\rho = 0,54 = \dot{\iota} \begin{cases} \mu_x^u = 0,0908 \\ \mu_y^u = 0,2500 \end{cases} = \dot{\iota} \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 = \dot{\iota} M_x^u = 6,61 \text{ KN.m} \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 1,65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$\rho = 0,54 = \dot{\iota} \begin{cases} \mu_x^{ser} = 0,0948 \\ \mu_y^{ser} = 0,4050 \end{cases} = \dot{\iota} \begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times l_x^2 = \dot{\iota} M_x^{ser} = 5,11 \text{ KN.m} \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 2,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau.VIII.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations (moments en appui et en travée).

PROJET FIN D'ETUDE	SENS X-X		SENS Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
Combinaisons				
M_a [KN.m]	1,98	1,53	0,50	0,62
M_t [KN.m]	5,62	4,34	1,40	1,75

• Calcul des ferrillages :

- Enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\dot{c} > a = 2 \text{ cm}$

$$\phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2 \text{ cm} = \dot{c} \text{ on prendra } \phi = 1 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} = \dot{c} \begin{cases} C_x = 2,5 \text{ cm} \\ C_y = 3,5 \text{ cm} \end{cases}$$

➤ Les hauteurs utiles

$$d_x = h - C_x = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - C_y = 15 - 3,5 = 11,5 \text{ cm}$$

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

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

$$\delta \leq \min(4 h_d; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow \text{suivant } y-y.$$

Remarque :

Le ferrillage en appui et en travée est le même, on prendra le moment maximal (moment en travée).

❖ Sens x-x :

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{tx}^u = 5,62 \text{ KN.m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5620}{14,2 \times 100 \times (12,5)^2} = 0,025$$

$$\mu < 0,025 < \mu_l = 0,392 = \dot{c} \text{ n' existe pas et}$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_l = \dot{c} \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \mu}) = \dot{c} \alpha = 0,032$$

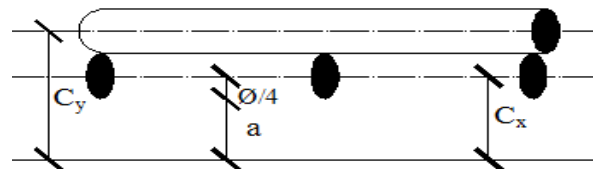


Figure VII.11: Enrobage.

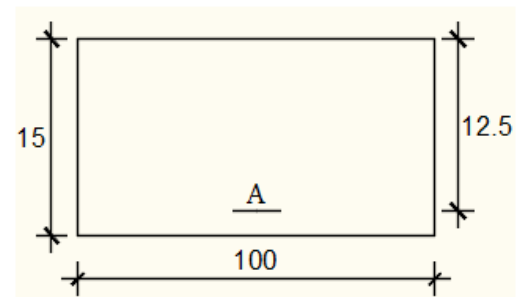


Figure VIII.12: Section de calcul en travée (x-x).

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \checkmark \beta = 0,987$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5620}{348 \times 0,987 \times 12,5} = 1,30 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1]
Acien FeE400 \rightarrow

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

- Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{minRPA} = 0,1 \times b \times h = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{minRPA} = 0,0001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{minRPA}) = \checkmark A = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

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

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

N.B : pour des raison pratique on prendra e = 15cm

- Etat limite de service :

$$M_{tx}^{ser} = 4,34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,590 = \checkmark D = 0,590$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 12,5 \times 0,590 = 14,75 = \checkmark E = 14,75$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = \checkmark Y_1 = 3,29 \text{ cm}$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A (d - Y_1)^2 = \checkmark I_1 = 6187,42 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_1} = \frac{4340}{6187,42} = 0,701 = \checkmark K = 0,701$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = \checkmark \sigma_b = 2,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - Y_1) = \checkmark \sigma_s = 63,83 \text{ MPa}$$

- Contrainte admissibles :

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

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma'_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \checkmark \sigma'_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 2,31 \text{ MPa} < \sigma'_b = 12 \text{ MPa}$
 $\sigma_s = 63,83 \text{ MPa} < \sigma'_s = 201,63 \text{ MPa}$ \Rightarrow Les armatures
 calculées à l'E.L.U seront maintenues

❖ Sens y-y :

➤ Etat limite ultime (E. L.U.) :

$$M_{ty}^u = 1,40 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1400}{14,2 \times 100 \times (11,5)^2} = 0,0075$$

$\mu \checkmark 0,0075 < \mu_l = 0,392 = \checkmark n$ n'existe pas et

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \checkmark \alpha = 0,0093$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \checkmark \beta = 0,996$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1400}{348 \times 0,996 \times 11,5} = 0,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Acier FeE400 \rightarrow

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,2 \text{ cm}^2$$

• Conditions exigées par le RPA99/V2003 :

$$A_{minRPA} = 0,1 \times b \times h = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{minRPA} = 0,0001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{minRPA}) = \checkmark A = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Choix des armatures:

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

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

N.B : pour des raison pratique on prendra $e = 15\text{cm}$

➤ Etat limite de service :

$$M_{tx}^{ser} = 1,75 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

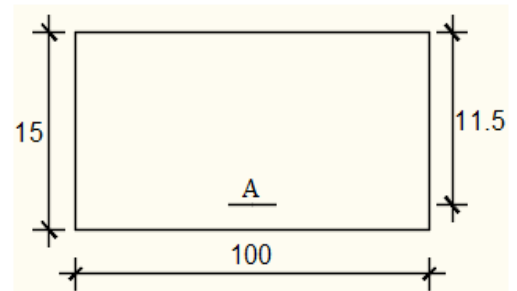


Figure VII.13: Section de calcul en travée (y-y).

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,590 = \checkmark D = 0,590$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 11,5 \times 0,590 = 13,75 = \checkmark E = 13,75$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = \checkmark Y_1 = 3,16 \text{ cm}^2$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A (d - Y_1)^2 = \checkmark I_1 = 5152,12 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_1} = \frac{1750}{5152,12} = 0,340 = \checkmark K = 0,340$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = \checkmark \sigma_b = 1,07 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 K \times (d - Y_1) = \checkmark \sigma_s = 21,27 \text{ MPa}$$

- Contrainte admissibles :

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

Fissuration préjudiciable :

$$\sigma'_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) \Rightarrow \sigma'_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \sigma_b = 1,07 \text{ MPa} < \sigma'_b = 12 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 21,27 \text{ MPa} < \sigma'_s = 201,63 \text{ MPa} \end{aligned} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'E.L. U seront maintenues}$$

Tableau VII.3.2 : 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	1,30	1,2	1,5	7T10	5,50	15
Y-Y	0.35	1.2	1.5	7T10	5,50	15

CHAPITRE IX

IX- ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

IX.1 /- Introduction :

On appelle fondation, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise et qui a pour fonction de transmettre à celui-ci les charges de la superstructure (charges et surcharges utiles, ainsi que la charge accidentelle appliquée sur la construction).

Le but visé par l'établissement de toute fondation est double :

- Reporter les charges et surcharges à un niveau convenable, les répartir sur une couche de terrain plus ou moins étendue et de résistance adéquate, terrain appelé bon sol. Cela tout en assurant la stabilité et la sécurité et l'aptitude au service de la construction.

- De plus, la fondation devra résister elle-même aux charges qu'elle transmet au bon sol, à celle des couches de terrains et nappes phréatiques traversées qui pourraient être Agressives.

L'ingénieur de structure est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail du sol ;
- Genre de structure (souple, rigide) ;
- Type de fondation.

a) Fondations superficielles : sont de trois types :

- Semelles isolées : placées sous un poteau ;
- Semelle filante : placée sur un mur ou plusieurs poteaux rapprochés et
- Radier général.

b) Fondations profondes :

- Semelles sur puits et
- Semelles sur pieux.

Les critères influant sur le choix d'une fondation sont donc :

- La qualité du sol ;
- Les charges amenées par la construction et
- Le coût d'exécution.

IX.2 /- Calcul de la semelle :

1) **Pré-dimensionnement :**

• **Semelle centrale :**

$$N_u = 3803,47 \text{ KN}$$

$$\sigma'_{sol} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N_u}{A \cdot B} \leq \sigma'_{sol} \cdot A \cdot B \geq \frac{N_u}{\sigma'_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \cdot \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_{sol} \\ \sigma'_{sol} \end{array} \right.$$

$$A = \left(\frac{a}{b} \right) \cdot B$$

Avec : $a = 110 \text{ cm}$; $b = 45 \text{ cm}$

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N_u}{\sigma'_{sol}}} = \sqrt{\frac{45}{110} \times \frac{383047}{2,5}} = 250,36 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend :}$$

$B = 260 \text{ cm}$

$$A = \left(\frac{110}{45} \right) \times B = 635,56 \text{ cm}$$

On prend : $B = 260 \text{ cm} \Rightarrow A = 640 \text{ cm}$

• **Semelle de rive :**

$$N_u = 3069,84 \text{ KN}$$

$$B \geq 224,13 \text{ cm}$$

On prend : $B = 230 \text{ cm} \Rightarrow A = 570 \text{ cm}$

• **Semelle d'angle :**

$$N_u = 2271,07 \text{ KN}$$

$$B \geq 192,78 \text{ cm}$$

On prend : $B = 200 \text{ cm} \Rightarrow A = 490 \text{ cm}$

D'après le pré-dimensionnement des semelles isolées on conclue que ces dernières se chevauchent suivant les deux directions et que les semelles filantes se chevauche aussi, pour cela le choix d'un radier général serait évident.

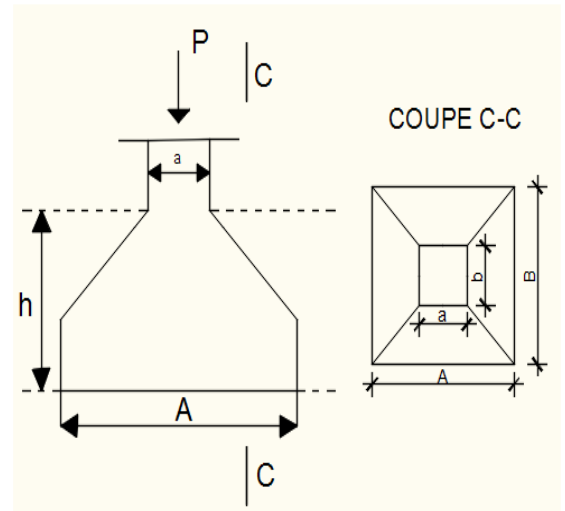


Figure IX.1: Semelle isolée.

IX.3 /- Etudes du radier :

Le radier est une dalle pleine renversée, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment il s'étend sur une toute la surface de l'ouvrage et parfois comporte des débords (consolés extérieurs). Et comme toute fondation elle transmet les charges du bâtiment à l'ensemble de sa surface de contact avec le bon sol.

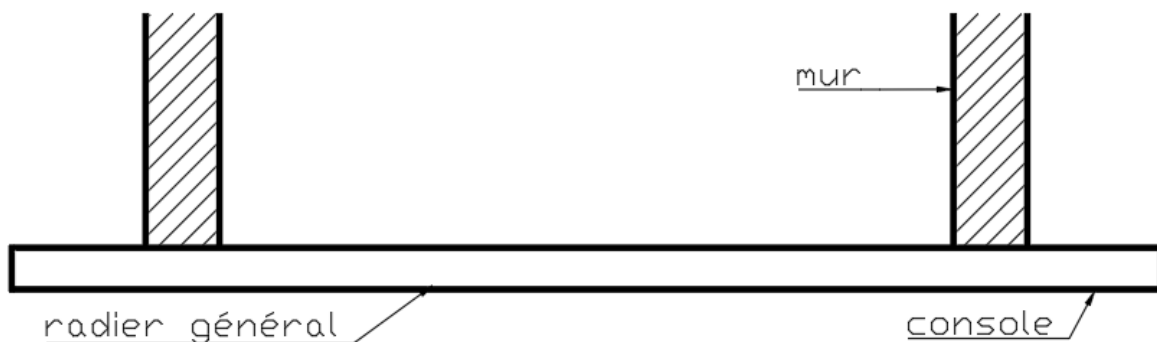


Figure IX.2 : Coupe sur radier général.

Remarque :

Le radier sera calculé à la flexion simple avec les combinaisons d'actions suivantes :

- Situation durable et transitoire :
 $1,35G + 1,5Q$
- Situation accidentelle :

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right\} \text{ [RPA99/2003/A.10.1.4.1]5.2}$$
- Etat limite de service :
 $G + Q$

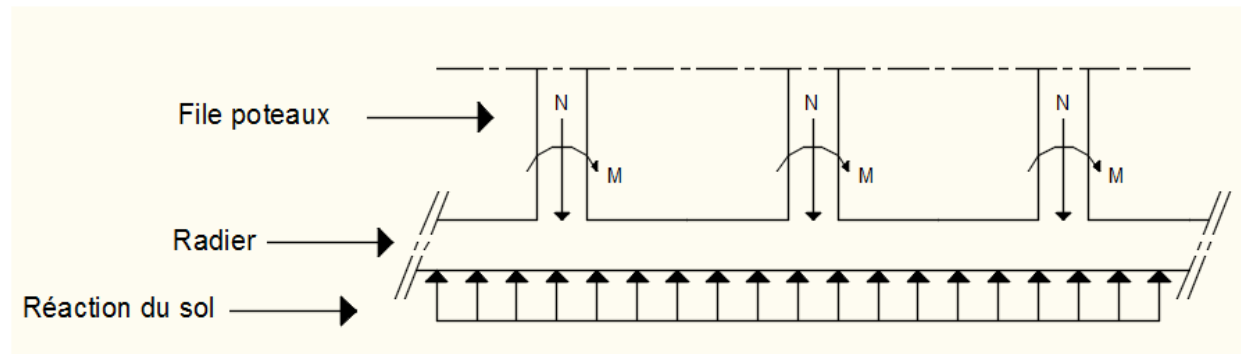


Figure IX.3 : Schéma statique du radier général.

IX.3.1 /- Pré-dimensionnement du radier :

❖ Dalle :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- Condition forfaitaire (flèche)
- Condition de rigidité
- Condition de non cisaillement
- Condition de non poinçonnement

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable (Panneau N°4
Figure III.17 Chapitre III)

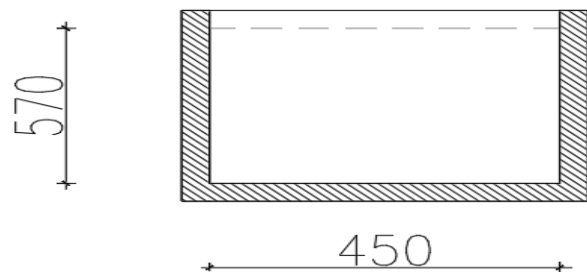


Figure IX.4 : dimensions du panneau le plus sollicité.

a. Condition forfaitaire (flèche) :

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L_{max} = 5,70 \text{ m}$$

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} = \frac{5,70}{8} \leq h \leq \frac{5,70}{5} = 0,71 \text{ m} \leq h \leq 1,14 \text{ m}$$

b. Condition de rigidité :

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$L_e = \frac{1}{\lambda} \text{ et } \lambda = \sqrt[4]{\frac{k \times b}{4 \times D}} \text{ et } D = E \times I = \lambda L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne, $K=40 \text{ MN/m}^3$

E : module de young du béton ($E=3.10^4 \text{ MPa}$) ;

I : inertie du radier ; $I = \frac{b \times h^3}{12}$

b : largeur du radier.

Pour notre cas $L=5,70 \text{ m}$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4} = \lambda h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 40}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 5,70}{\pi}\right)^4} = \lambda h \geq 0,89 \text{ m}$$

c. Condition de cisaillement :

(Fissuration préjudiciable) $\tau_u \leq \tau'_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \lambda \tau'_u = 1,17 \text{ MPa}$:

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{T^{max}}{b \times 0,9h} \leq \tau'_u [BAEL 91/A 5.1, 1]$$

$$T^{max} = \max(T_x^{max}; T_y^{max})$$

Avec:

τ_u : Contrainte tangentielle ;

τ'_u : Contrainte tangentielle admissible et

T^{max} : Effort tranchant maximum :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,50}{5,70} = 0,79 \Rightarrow \leq \text{panneau de dalle travail suivant deux directions .}$$

Donc :

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

➤ Calcul q_u :

❖ **La surface du radier est de :**

$$S_r = S_b + S_{\text{débordement}} = 1 S_r = 416,93 \text{ m}^2$$

❖ **Le poids de superstructure :**

$$G = 43730,06 \text{ KN} ; Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1,35 \times \frac{G}{S_r} + 1,5 Q = 1,35 \times \frac{43730,06}{416,93} + 1,5 \times 5 = 149,10 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bande de 1 m de largeur : $q_u = q_u = 1 \times 149,10 = 149,10 \text{ KN/ml}$

$$T_x^u = \frac{149,10 \times 4,5}{2} \times \frac{5,7^4}{5,7^4 + 4,5^4} = 241,62 \text{ KN}$$

$$T_y^u = \frac{149,10 \times 5,7}{2} \times \frac{4,5^4}{4,5^4 + 5,7^4} = 118,89 \text{ KN}$$

$$T^{\text{max}} = \max(T_x^{\text{max}} ; T_y^{\text{max}}) = 1 T^{\text{max}} = 241,62 \text{ KN}$$

$$h \geq \frac{T^{\text{max}}}{0,9 \times b \times \tau_u} = \frac{241620}{(0,9 \times 100 \times 1,17) \times 100} = 22,95 \text{ cm}$$

d. Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R ;

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen et

h : Epaisseur totale du radier.

Pour notre structure ;

$$N_{\text{umax}} = 2515,67 \text{ KN} \quad (\text{Appliquée par un poteau de section rectangulaire (110x45) cm}^2).$$

$$U_c = 2 \times (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = (a + h)$$

$$b_1 = (b + h)$$

$$U_c = 2 \times (a + b + 2h)$$

a : section du poteau \leq plus sollicité

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (1,1 + 0,45 + 2h) \times h \times \frac{25}{1,5}$$

$$N_u \leq 0,045 \times 2 \times (1,1 + 0,45 + 2h) \times h \times 16,67$$

$$3h^2 + 2,33h - N_u \geq 0$$

La vérification se fera pour le poteau le plus sollicité :

$$N_u = 2515,67 \text{ KN} = 2,51567 \text{ MN}$$

On aura : $h \geq 0,60 \text{ m} \Rightarrow h \geq 60 \text{ cm}$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment ; on prend la hauteur du radier égale

$$h = 130 \text{ cm}$$

Résumé :

- **les hauteur des nervures : h_n**

$$h_n \geq \frac{L}{10} = \frac{570}{10} = 57 \text{ cm}$$

on prendras $h_n = 90 \text{ cm}$

- **Epaisseur de la dalle :**

$$h_0 \geq \frac{L}{20} = \frac{570}{20} = 28,5 \text{ cm}$$

on prendra $h_0 = 40 \text{ cm}$

- ❖ **Pré-dimensionnement des poutres :**

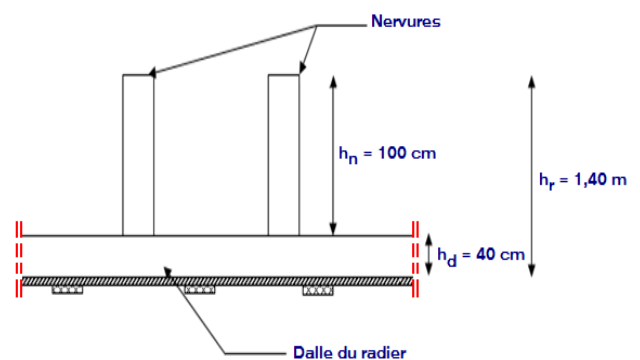


Figure IX.5 : Dimension du radier.

Les dimensions des poutres doivent satisfaire conditions suivantes :

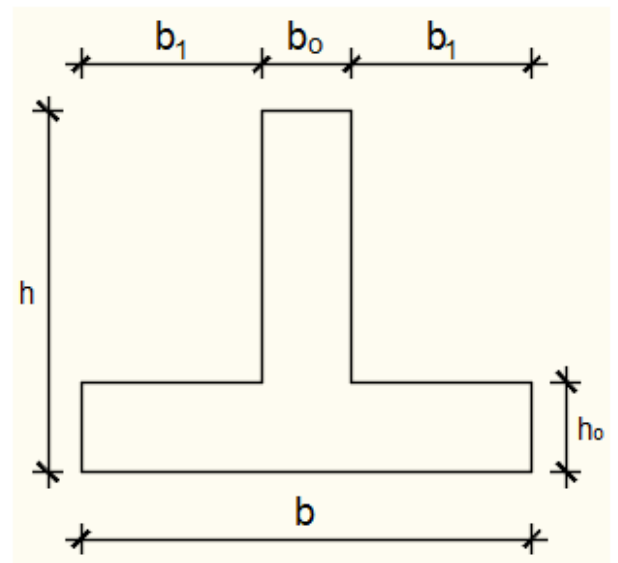
$$0,3 h \leq b_0 \leq 0,4 h$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_y - b_0}{2} ; \frac{L_x}{10} \right) ;$$

$$L_x = 450 \text{ cm} ; L_y = 570 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{570 - 50}{2} = 260 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$b = 2 b_1 + b_0$$



les

Figure IX.6 : dimension de la poutre.

Tableau IX.1 : Tableau des dimensions de la poutre.

	h [cm]	h₀ [cm]	b₀ [cm]	b₁ [cm]	b [cm]
Poutre principale	130	40	50	40	130
Poutre secondaire	130	40	50	40	130

IX.3.2 /- Déterminations des sollicitations :

a) Caractéristique du radier :

$$h=110 \text{ cm} ; h_0=40 \text{ cm} ; h_n=70 \text{ cm}$$

$$\text{Surface du radier : } S=416,93 \text{ m}^2$$

$$\text{Inerties du radier : } I_{xx} = 23655,13 \text{ m}^4 ; I_{yy} = 23961,35$$

$$\text{Abscisse du centre de gravité du radier : } V_x = 10,31 \text{ m} ; V_y = 13,85 \text{ m}$$

b) Calcul du poids du radier : Pr

- Poids du radier sans poutre :

$$P_1 = S \times h_0 \times \gamma_b = 416,93 \times 0,4 \times 25 = 4169,3 \text{ KN}$$

Avec :

h_0 : épaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : masse volumique du béton .

- Poids des poutres principales :

$$P_p = L \times (h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 119,85 \times (1,3 - 0,4) \times 0,5 \times 25 = 1348,31 \text{ KN}$$

L : somme des longueurs de toutes les poutres principales

- Poids des poutres secondaires :

$$P_s = L' \times (h - h_0) \times b_0 \times \bar{\gamma}_b = 108,8 \times (1,3 - 0,4) \times 0,5 \times 25 = 1224 \text{ KN}$$

L' : somme des longueurs de toutes les poutres secondaires

$$\text{Donc : } P_r = P_1 + P_p + P_s = 4169,3 + 1348,31 + 1224 = 6741,61 \text{ KN}$$

c) Surcharges d'exploitation : Q_r

$$Q_r = 5 \times S$$

$$Q_r = 5 \times 416,93 \Rightarrow Q_r = 2084,65 \text{ KN}$$

d) Combinaisons d'actions :

❖ **Situations durable et transitoire (Etat limite ultime) :**

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 \text{ avec : } N_u^1 = 1,35 G + 1,5 Q; N_u^2 = 1,35 p_r + 1,5 Q_r$$

Avec :

N_u^1 : Resultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par

Le logiciel Etabs sous la combinaison fondamentale (E.L.U).

$$N_u^1 = 79368,11 \text{ KN}$$

$$N_u^2 = 1,35 p_r + 1,5 Q_r = 1,35 (6741,61) + 1,5 (2084,65) = 12228,15 \text{ KN}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2 = 91596,26 \text{ KN}$$

$$M_x = 52,72 \text{ KN} \cdot m; M_y = 4,55 \text{ KN} \cdot m$$

Avec :

M_x et M_y : résultantes de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la Direction considérée (sont données par le logiciel Etabs).

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_x \times (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_y \times (y_i - y_g))$$

❖ **Etat limite service (E.L.S) :** $(G+Q) + (P_r + Q_r)$

$$N_s^1 = G + Q \Rightarrow N_s^1 = 58354,19 \text{ KN}$$

$$N_s^2 = p_r + Q_r \Rightarrow N_s^2 = (6741,61) + (2084,65) = 8790,26 \text{ KN}$$

$$N_s = N_s^1 + N_s^2 = 58354,19 + 8790,26 = 67144,45 \text{ KN}$$

$$M_x = 56,98 \text{ KN} \cdot m; M_y = 0,41 \text{ KN} \cdot m$$

❖ **Situation accidentelle (ACC) :** $\left[(G+Q \pm E) + (p_r + Q_r) \right]$ et $\left[(0,8 G \pm E) + 0,8 p_r \right]$

$$N_{acc}^1 = 58354,19 \text{ KN}$$

$$N_{acc}^2 = p_r + Q_r = 8790,26 \text{ KN}$$

$$N_{acc} = N_{acc}^1 + N_{acc}^2 = 67144,45 \text{ KN}$$

$$M_x = 455,87 \text{ KN} \cdot \text{m}; M_y = 3,27 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

e) **Vérification des contraintes sous radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$\sigma_{1,2}$: Contraintes du sol sous la structure.

$$\sigma'_{sol} = 2,5 \text{ MPa}$$

✓ **Suivant l'article de RPA99/V2003[10.1.4.1]**
Situation durable et transitoire :

$$\dot{\sigma}_{adm} = \dot{\sigma}_{sol}^u = 2,5 \text{ bars} \quad (\text{E.L.U et E.L.S})$$

Situation accidentelle :

$$\dot{\sigma}_{adm} = \dot{\sigma}_{sol}^u = 2 \times \dot{\sigma}_{sol} = 5 \text{ bars} \quad (\text{S.AC})$$

➤ **Etat limite ultime (E L U) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

$$N_u = 91229,54 \text{ KN}$$

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \times v_x \right] \times 10^{-2} = \dot{\sigma}_{1,2} = \left[\frac{91596,26}{416,93} \pm \frac{52,72}{23655,13} \times 10,31 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,19 \text{ bars} \leq \dot{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 2,19 \text{ bars} \leq \sigma'_{adm}$$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,19 \text{ bars} \leq \sigma'_{adm}$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \times v_x \right] \times 10^{-2} = \sigma_{1,2} = \left[\frac{91596,26}{416,93} \pm \frac{3,27}{23961,35} \times 13,85 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 2,19 \text{ bars} \leq \sigma'_{adm}$$

$$\sigma_2 = 2,19 \text{ bars} \leq \sigma'_{adm}$$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,19 \text{ bars} \leq \sigma'_{adm}$

➤ **Etat limite service (E.L.S) :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

$$N_s = 67144,45 \text{ KN}$$

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \times v_x \right] \times 10^{-2} = \sigma_{1,2} = \left[\frac{67144,45}{416,93} \pm \frac{56,98}{23655,13} \times 10,31 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,60 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 1,60 \text{ bars}$$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,60 \text{ bars}$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \times v_x \right] \times 10^{-2} = \sigma_{1,2} = \left[\frac{67144,45}{416,93} \pm \frac{0,41}{23961,35} \times 13,85 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,60 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 1,60 \text{ bars}$$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,60$

➤ Situation accidentelle (ACC) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_u} \pm \frac{M_u}{I_u} \cdot v$$

$$N_{acc} = 66608,81 \text{ KN}$$

Sens X-X :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \times v_x \right] \times 10^{-2} = \sigma_{1,2} = \left[\frac{67144,45}{416,93} \pm \frac{455,87}{23655,13} \times 10,31 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,60 \text{ bars} \leq \dot{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 1,60 \text{ bars} \leq \dot{\sigma}_{adm}$$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,60 \text{ bars} \leq \dot{\sigma}_{adm}$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1,2} = \left[\frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I} \times v_x \right] \times 10^{-2} = \sigma_{1,2} = \left[\frac{67144,45}{416,93} \pm \frac{3,27}{23961,35} \times 13,85 \right] \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1,60 \text{ bars} \leq \dot{\sigma}_{adm}$$

$$\sigma_2 = 1,60 \text{ bars} \leq \dot{\sigma}_{adm}$$

La contrainte moyenne : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,60 \text{ bars} \leq \dot{\sigma}_{adm}$

f) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement :

On doit vérifier que sous la pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Avec :

P : Poids du bâtiment ;

S : Surface d'assise du bâtiment ;

Z : L'ancrage et

γ : Poids volumique de l'eau ; $\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$

Pour la structure à étudier : $P = 43730,06 + 6741,61 = 50471,67 \text{ KN}$

$$1,5 \times S \times \gamma \times Z = \dot{i}$$

$$1,5 \times 416,93 \times 10 \times 3,16 = 19762,48 \text{ KN}$$

$p \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z \Rightarrow$ La structure est stable donc il n'y a pas de risque au soulèvement.

IX.4 /- Ferrailage du radier :

IX.4.1 /- Ferrailage de la dalle :

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

- Détermination des efforts :

Charge pour une bande de 1m pour le panneau le

avec :

le panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4,50 \text{ m}$$

$$L_y = 5,70 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,5}{5,7} = 0,79$$

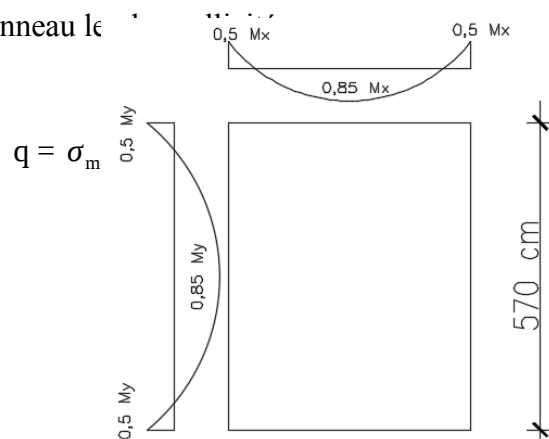


Figure IX.7: Schéma du panneau de la dalle.

$$\text{On a : } \begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } l_x. \\ M_y = \mu_y \times M_x^u & \text{Suivant la direction } l_y. \end{cases}$$

➤ Etat limite ultime (E L U) :

$$q = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 219 \times 1 \text{ m}_L = 219 \text{ KN/m}_L$$

$$\rho = 0,79 = \dot{i} \begin{cases} \mu_x^u = 0,0573 \\ \mu_y^u = 0,5786 \end{cases} = \dot{i} \begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u \end{cases}$$

$$\dot{i} > \begin{cases} M_x^u = 0,0573 \times 219 \times 4,50^2 = 254,11 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_y^u = 0,5786 \times 254,11 = 147,03 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

a. Moment en travée :

$$Mt_x^u = 0,75 \times M_x^u = 0,85 \times 254,11 = 215,99 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Mt_y^u = 0,85 \times M_y^u = 0,85 \times 144,34 = 124,97 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

b. Moment en appuis intermédiaires :

$$Ma_x^u = 0,5 \times M_x^u = 0,5 \times 254,11 = 127,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Ma_y^u = 0,5 \times M_y^u = 0,5 \times 147,03 = 73,52 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ Etat limite de service :

$$q = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 160 \times 1 \text{ m}_L = 160 \text{ KN} / \text{m}_L$$

$$\rho = 0,79 = \dot{c} \begin{cases} \mu_x^s = 0,0639 \\ \mu_y^s = 0,6978 \end{cases} = \dot{c} \begin{cases} M_x^s = \mu_x^s \times q_u \times l_x^2 \\ M_y^s = \mu_y^s \times M_x^u \end{cases}$$

$$\dot{c} > \begin{cases} M_x^s = 0,0639 \times 160 \times 4,5^2 = 207,03 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_y^s = 0,6978 \times 207,03 = 144,47 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

c. Moment en travée :

$$Mt_x^s = 0,75 \times M_x^s = 0,75 \times 207,03 = 155,27 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Mt_y^s = 0,85 \times M_y^s = 0,85 \times 144,47 = 122,80 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

d. Moment en appuis intermédiaires :

$$Ma_x^s = 0,5 \times M_x^s = 0,5 \times 207,03 = 103,52 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$Ma_y^s = 0,5 \times M_y^s = 0,5 \times 144,47 = 72,23 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Tableau IX.2: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées :

Sens	ELU		ELS	
	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]
Sens X-X	215,99	127,06	155,27	103,52
Sens Y-Y	124,97	73,52	122,80	72,23

• Calcul des armatures :

✓ Enrobage :

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\ell > a = 4 \text{ cm}$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. (B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \text{ Avec } h_0 = 40 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} = 40 \text{ mm} = \ell \text{ on prendra } \phi = 20 \text{ mm}$$

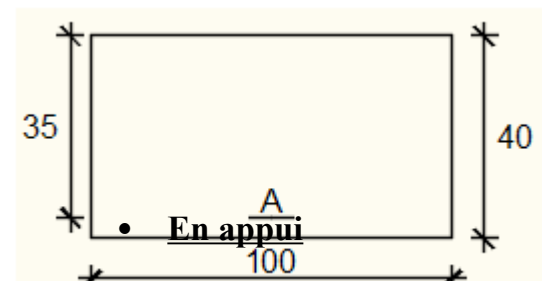
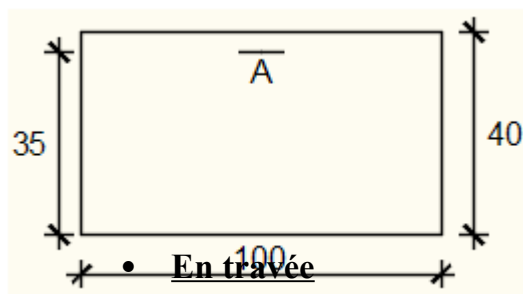
$$\left\{ \begin{array}{l} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{array} \right. = \ell \left\{ \begin{array}{l} C_x = 4 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \\ C_y = 4 + 2 + \frac{2}{2} = 7 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$d_x = h_0 - C_x = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 40 - 7 = 33 \text{ cm}$$

✓ **Section de Calcul :**

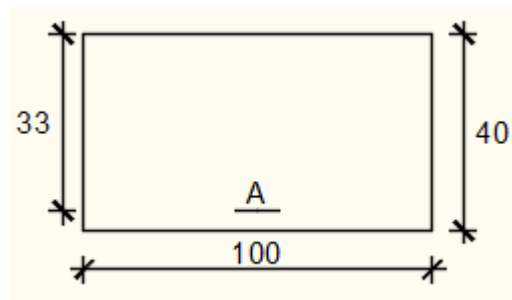
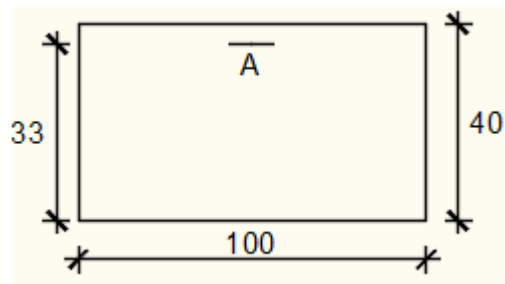
❖ **Sens X-X :**



- **En travée**
- **En appuis**

Figure IX.9: Section de calcul dans les sens x-x.

❖ **Sens Y-Y :**



• En travée

• En travée

• En appuis

Figure IX.10: Section de calcul dans le sens y-y.

• Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

❖ Sens X-X :

a) En travées :

$$Mt_x^u = 215,99 \text{ KN} \cdot \text{m} = 215990 \text{ N} \cdot \text{m}$$

➤ Etat limite ultime :

• Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mt_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{215990}{14,2 \times 100 \times (35)^2} = 0,124$$

$$\mu < 0,124 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \# \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \dot{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \dot{\alpha} = 0,166$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \dot{\beta} = 0,933$$

• Détermination des armatures :

$$A = \frac{Mt_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{215990}{348 \times 0,933 \times 35} = 19,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Acier FeE400

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = \dot{A} = 19,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$7T20/ml \rightarrow A = 21,99 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T20 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

- Etat limite de service :

$$M_{t_x}^{ser} = 155,27 \text{ KN} \cdot m = 155270 \text{ N} \cdot m$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 21,99}{100} = 3,30 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 3,30 = 231 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3,30 + \sqrt{3,30^2 + 231} = 12,25 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 12,25^3}{3} + 15 \times 21,99 \times (35 - 12,25)^2 = 231993,51 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{t_x}^{ser}}{I} = \frac{155270}{231993,51} = 0,67$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 8,21 \text{ MPa} < \sigma'_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,67 \times (35 - 12,25) = 228,64 \text{ MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma'_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \sigma'_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} = \dot{i} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S.}$$

- D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_{t_x}^{ser}}{\sigma'_s \times b \times d^2} = \frac{155270}{201,63 \times 100 \times (35)^2} = 0,0063$$

$$\mu_1 = 0,0055 \text{ Tableau } \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,877 \\ K_1 = 25,65 \end{array} \right.$$

- V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :

$$\sigma_b = \frac{\sigma'_s}{K_1} = \frac{201,63}{25,65} = 7,86 \leq \sigma'_b = 15 \text{ MPa} = \checkmark \text{ A 'n' existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M t_x^{ser}}{\sigma'_s \times \beta_1 \times d} = \frac{155270}{201,63 \times 0,877 \times 35} = 25,09 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

8T20/ml $\rightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T20 $\rightarrow e = 12 \text{ cm}$)

- b) En appuis :

$$M a_x^u = 127,06 \text{ KN} \cdot \text{m} = 127060 \text{ N} \cdot \text{M}$$

- Etat limite ultime :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M a_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{127060}{14,2 \times 100 \times (35)^2} = 0,073$$

$$\mu \quad \checkmark 0,073 < \mu_L = 0,392 = \checkmark \# \quad \text{et} \quad 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \checkmark \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \checkmark \alpha = 0,094$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \checkmark \beta = 0,962$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M a_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{127060}{348 \times 0,962 \times 35} = 10,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Acier FeE400

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = \checkmark A = 10,84 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

5T20/ml $\rightarrow A = 15,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T20 $\rightarrow e = 20 \text{ cm}$)

➤ Etat limite de service :

$$Ma_x^{ser} = 103,52 \text{ KN} \cdot \text{m} = 103520 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 15,71}{100} = 2,36 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 35 \times 2,36 = 164,96 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,36 + \sqrt{2,36^2 + 164,96} = 10,70 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 10,70^3}{3} + 15 \times 15,71 \times (35 - 10,70)^2 = 179983,74 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} = \frac{103520}{179983,74} = 0,58$$

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

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,58 \times (35 - 10,70) = 211,41 \text{ MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma'_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \sigma'_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} = \dot{\iota} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S.}$$

• D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{Ma_x^{ser}}{\sigma'_s \times b \times d^2} = \frac{103520}{201,63 \times 100 \times (35)^2} = 0,0041$$

$$\mu_1 = 0,0041 \text{ Tableau } \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,897 \\ K_1 = 33,54 \end{array} \right.$$

• V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :

$$\sigma_b = \frac{\sigma'_s}{K_1} = \frac{201,63}{33,54} = 6,01 \leq \sigma'_b = 15 \text{ MPa} = \dot{\iota} \text{ A 'n' existe pas.}$$

$$A_s = \frac{Ma_x^{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{103520}{201,63 \times 0,897 \times 35} = 16,35 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

9T16/ml → A = 18,10 cm²/ml

(T16 → e = 11 cm)

❖ Sens Y-Y :

- c) En travées :

$$Mt_y^u = 124,97 \text{ KN} \cdot \text{m} = 124970 \text{ N} \cdot \text{M}$$

- Etat limite ultime :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mt_y^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{124970}{14,2 \times 100 \times (33)^2} = 0,081$$

$$\mu < 0,0081 < \mu_L = 0,392 = \checkmark \quad \text{et} \quad 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \checkmark \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \checkmark \alpha = 0,105$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \checkmark \beta = 0,958$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{124970}{348 \times 0,958 \times 33} = 11,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Acier FeE400

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = \checkmark A = 11,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$4T20/ml \rightarrow A = 12,57 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T20 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ Etat limite de service :

$$Mt_y^{ser} = 122,80 \text{ KN} \cdot m = 122800 \text{ N} \cdot m$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 12,57}{100} = 1,89 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 33 \times 1,89 = 124,74 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,89 + \sqrt{1,89^2 + 124,74} = 9,44 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 9,44^3}{3} + 15 \times 12,57 \times (33 - 9,44)^2 = 132700,21 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_y^{ser}}{I} = \frac{122800}{132700,21} = 0,93$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 8,73 \text{ MPa} < \sigma'_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,93 \times (33 - 9,44) = 328,66 \text{ MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma'_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \sigma'_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} = \dot{i} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S.}$$

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{Mt_y^{ser}}{\sigma'_s \times b \times d^2} = \frac{122800}{201,63 \times 100 \times (33)^2} = 0,0056$$

$$\mu_1 = 0,0056 \text{ Tableau } \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,883 \\ K_1 = 27,73 \end{array} \right.$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\sigma'_s}{K_1} = \frac{201,63}{27,73} = 7,27 \leq \sigma'_b = 15 \text{ MPa} = \checkmark \text{ A' } \#$$

$$A_s = \frac{M t_y^{ser}}{\sigma'_s \times \beta_1 \times d} = \frac{122800}{201,63 \times 0,883 \times 33} = 20,90 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

7T20/ml $\rightarrow A = 21,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T20 $\rightarrow e = 14 \text{ cm}$)

- d) En appuis:

$$M a_y^u = 73,52 \text{ KN} \cdot \text{m} = 73520 \text{ N} \cdot \text{M}$$

- Etat limite ultime :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M a_y^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{73520}{14,2 \times 100 \times (33)^2} = 0,048$$

$$\mu \quad \checkmark 0,048 < \mu_L = 0,392 = \checkmark \# \quad \text{et} \quad 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l = \checkmark \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \checkmark \alpha = 0,061$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \checkmark \beta = 0,976$$

- Détermination des armatures :

$$A = \frac{M a_y^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{73520}{348 \times 0,976 \times 33} = 6,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

Acier FeE400 :

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 3,2 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = \checkmark A = 6,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures:

7T12ml $\rightarrow A = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T20 → e = 25cm)

➤ Etat limite de service :

$$Ma_y^{ser} = 72,23 \text{ KN} \cdot \text{m} = 72230 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7,92}{100} = 1,19 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 33 \times 1,19 = 78,41 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,19 + \sqrt{1,19^2 + 78,41} = 7,74 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 7,44^3}{3} + 15 \times 7,92 \times (33 - 7,74)^2 = 88285,89 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}^{ser}}{I} = \frac{72230}{88285,89} = 0,82$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6,33 \text{ MPa} < \sigma'_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,82 \times (33 - 7,74) = 310,70 \text{ MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma'_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \sigma'_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} = \dot{\iota} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S.}$$

- D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{Ma_y^{ser}}{\sigma'_s \times b \times d^2} = \frac{72230}{201,63 \times 100 \times (33)^2} = 0,0033$$

$$\mu_1 = 0,0033 \text{ Tableau } \rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,906 \\ K_1 = 38,19 \end{cases}$$

- V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :

$$\sigma_b = \frac{\sigma'_s}{K_1} = \frac{201,63}{38,19} = 5,28 \leq \sigma'_b = 15 \text{ MPa} = \dot{\iota} A \text{ '}\ddagger$$

$$A_s = \frac{Ma_y^{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{72230}{201,63 \times 0,906 \times 33} = 11,98 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

7T16/ml $\rightarrow A = 14,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$

(T16 $\rightarrow e = 14 \text{ cm}$)

IX.4.2 /- Ferrailage du débordement :

Le débordement est de 50 cm de chaque coté

- Etat limite ultime :

$$\sigma_m = 219 \text{ KN/m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 219 \times 1 \text{ m}_L = 219 \text{ KN/m}_L$$

$$M_u = -q_u \times \frac{l^2}{2} = -219 \times \frac{0,50^2}{2} = -27,38 \text{ KN.m}$$

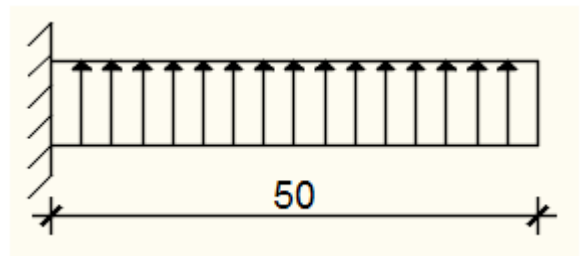


Figure IX.11 : Schéma statique du débordement.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{27380}{14,2 \times 100 \times (36)^2} = 0,015$$

$$\mu < 0,015 < \mu_L = 0,392 = \text{il n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \text{il } \alpha = 0,018$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \text{il } \beta = 0,993$$

- Détermination des armatures :

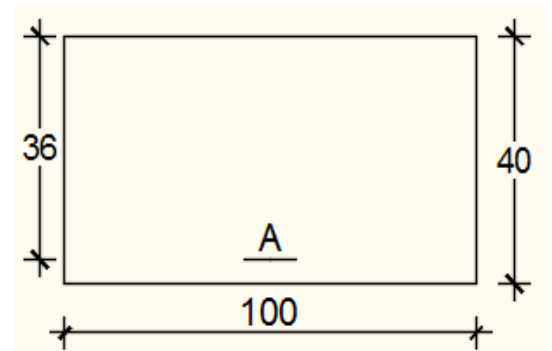


Figure XI.12 : Section de calcul.

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{27380}{348 \times 0,993 \times 36} = 2,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{2,1}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) = A = 4,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Choix des armatures :

$$4T20/\text{ml} \rightarrow A = 15,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T20 \rightarrow e = 25\text{cm})$$

- Etat limite de service :

$$\sigma_m = 160 \text{ KN}/\text{m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_{ser} = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 160 \times 1 \text{ m}_L = 160 \text{ KN}/\text{m}_L$$

$$M_{ser} = -q_{ser} \times \frac{l^2}{2} = -160 \times \frac{0,50^2}{2} = -20 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 15,71}{100} = 2,36 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 36 \times 2,36 = 169,92 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,36 + \sqrt{2,36^2 + 169,92} = 10,89 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 10,89^3}{3} + 15 \times 15,71 \times (36 - 10,89)^2 = 191629,05 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{20000}{191629,05} = 0,10$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1,14 \text{ MPa} < \sigma'_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,10 \times (36 - 10,89) = 37,67 \text{ MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma'_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \sigma'_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} = \checkmark \Rightarrow \text{Les ferrailages calculés à l'ELUR sont maintenus.}$$

Remarque :

Pour des raisons pratiques, on utilise pour le ferrailage du débordement le prolongement des armatures en appui et en travée du radier.

a. Vérification de l'effort tranchant :

$$T_u^{max} = q_u \times L = 215 \times 0,5 = 107,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{107500}{100 \times 36 \times 10^2} = 0,30 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = 0,30 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

IX.5 /- Ferrailage des poutres de redressement (libages) :

Le rapport $0,4 \leq \rho = \frac{Lx}{Ly} \leq 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se divise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires. Pour le calcul du ferrailage, on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens.

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdale par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur) .

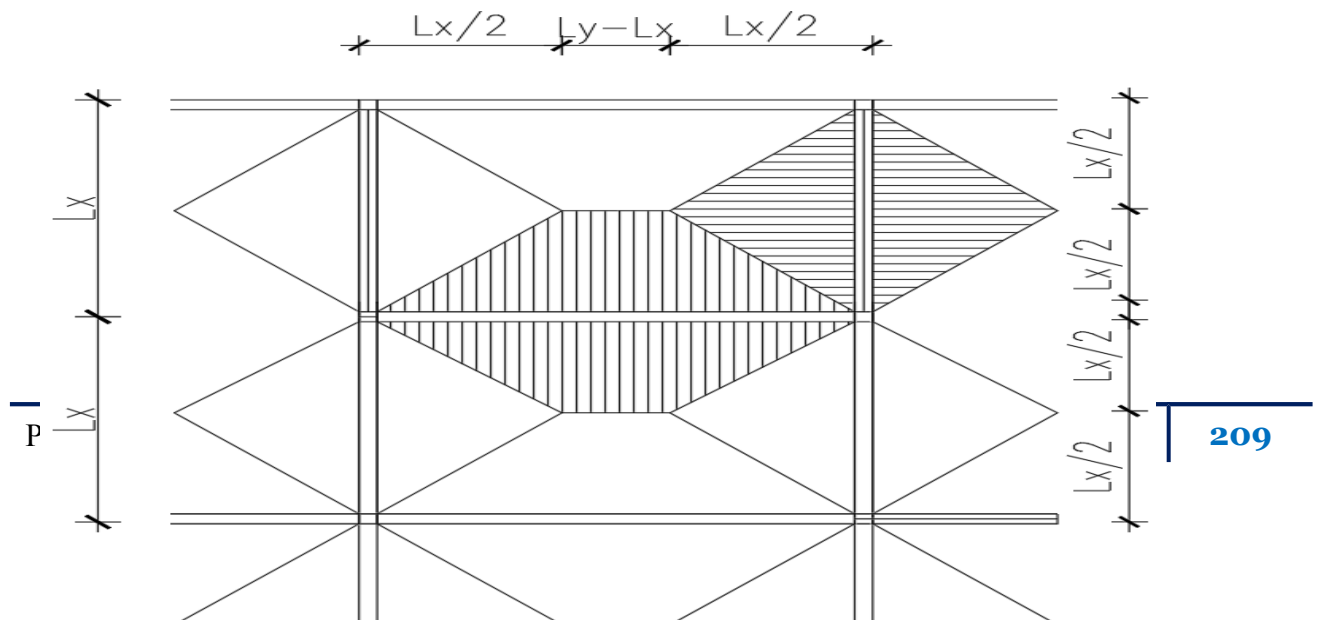


Figure IX.13 : la répartition des charges sur une dalle portée par 4 poutres.

❖ **Sens longitudinal (Y) (poutre principales) :**

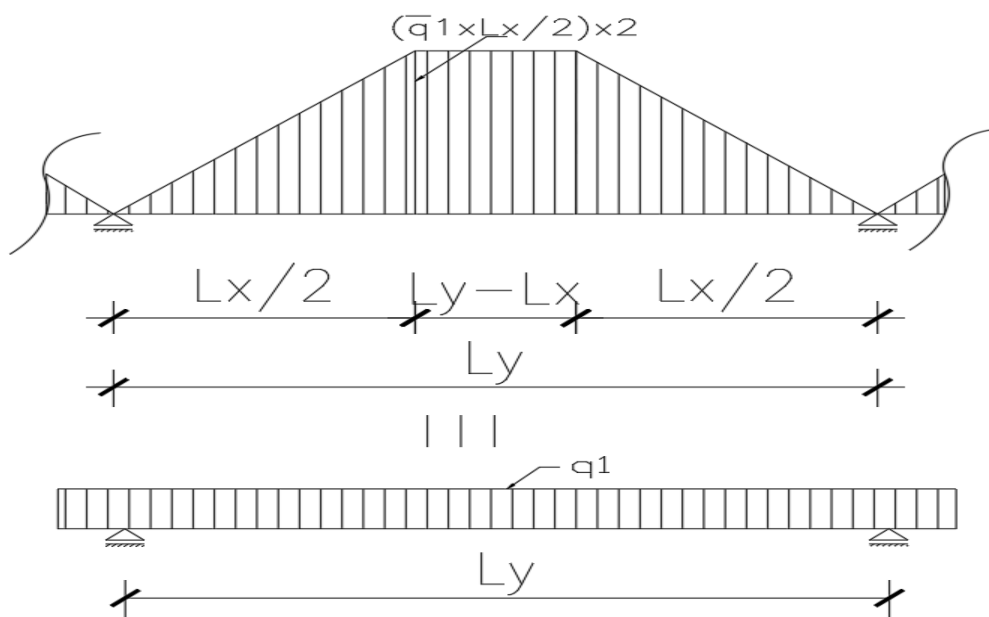
Disposition des charges pour la poutre la plus défavorable :

Avec :

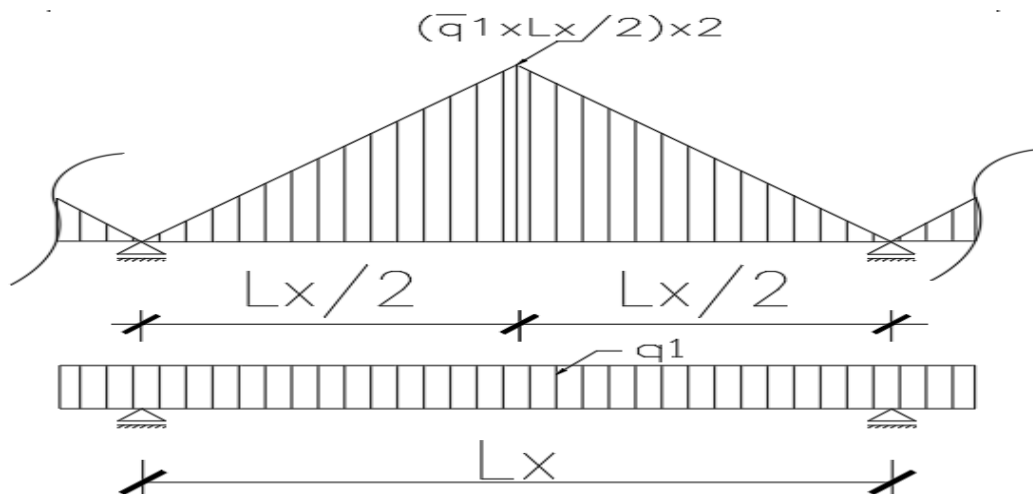
\bar{q}_1 : Charge surfacique provenant du radier (en [KN/m²])

q_1 : Charge linéaire équivalente (en [KN/ m_L]).

Pour une charge trapézoïdale :



Pour une charge triangulaire :



$$q_1^t = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$$

• **Charges équivalentes :**

Avec : $L_x = 4,50 \text{ m}$; $L_y = 5,70 \text{ m}$

❖ **Poutre principale :**

➤ **Etat limite ultime (ELU) :**

$$q_1^u = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

Avec : $\bar{q}_1 = \sigma_m = 219 \text{ KN/m}^2$

$$q_{ep}^u = \left[219 \times \frac{5,70 + (5,70 - 4,50)}{2} \right] \times \frac{4,50}{5,70} = \dot{\iota} q_1^u = 596,49 \text{ KN/m}_L$$

➤ **Etat limite de service (ELS) :**

$$q_1^{ser} = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

Avec : $\bar{q}_1 = \sigma_m = 160 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^{ser} = \left[160 \times \frac{5,70 + (5,70 - 4,50)}{2} \right] \times \frac{4,50}{5,70} = \dot{\iota} q_1^{ser} = 435,79 \text{ KN/m}_L$$

➤ **Situation accidentelle (ACC) :**

$$q_1^{acc} = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_y + (L_y - L_x)}{2} \right] \times \frac{L_x}{L_y}$$

Avec : $\bar{q}_1 = \sigma_m = 160 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^{acc} = \left[160 \times \frac{5,70 + (5,20 - 4,50)}{2} \right] \times \frac{4,50}{5,70} = \dot{\iota} q_1^{acc} = 435,79 \text{ KN/m}_L$$

❖ **Poutre secondaire :**

➤ Etat limite ultime (ELU) :

$$q_1^u = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$$

Avec : $\bar{q}_1 = \sigma_m = 219 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^u = \left[219 \times \frac{4,50}{2} \right] = i \cdot q_1^u = 492,75 \text{ KN/m}_L$$

➤ Etat limite de service (ELS) :

$$q_1^u = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{1}{L_x}$$

Avec : $\bar{q}_1 = \sigma_m = 160 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^{ser} = \left[160 \times \frac{4,50}{2} \right] = i \cdot q_1^{ser} = 360 \text{ KN/m}_L$$

➤ Situation accidentelle (ACC) :

$$q_1^{acc} = \left[\bar{q}_1 \times \frac{L_x^2}{2} \right] \times \frac{2}{L_x}$$

Avec : $\bar{q}_1 = \sigma_m = 160 \text{ KN/m}^2$

$$q_1^{acc} = \left[160 \times \frac{4,50}{2} \right] = i \cdot q_1^{acc} = 360 \text{ KN/m}_L$$

Tableau IX.3 : tableau récapitulatif des charges équivalent des poutres.

		\bar{q}_1 [KN/m ²]	q [KN/ m _L]
Poutre principale	ELU	219	596,49
	ELS	160	435,79
	ACC	160	435,79

Poutre secondaire	ELU	219	492,75
	ELS	160	360
	ACC	160	360

Remarque :

Les sollicitations sont calculées par le logiciel **RDM6** suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IX.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations des poutres.

Sollicitations	Poutres Principales		Poutres secondaires	
	Travées	Appuis	Travées	Appuis
Mu [KN.m]	1318	-1422	447	-718,9
Mser [KN.m]	968 ,6	-1045	362,2	-582,5
Macc [KN.m]	968 ,6	-1045	362,2	-582,5
Tu [KN]	1628		1011	

- **Calcul des armatures :**

(Exemple de calcul pour un poutre principale sachant que la section est une section en T).

A. En travée :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$M_t^u = 1318 \text{ KN.m}$$

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

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

$$M_T = 14,2 \times 130 \times 40 \times \left(120 - \frac{40}{2} \right) \hat{=} M_T = 7384000 \text{ N.m}$$

$M_t^u = 1318000 \text{ N.m} < M_T = 7384000 \text{ N.m} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \hat{=} h) = (130 \hat{=} 130) \text{ cm}^2$.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1318000}{14,2 \times 130 \times 120^2} = 0,05$$

$$\mu = 0,05 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,64$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,974$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1318000}{348 \times 0,974 \times 120} = 32,40 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 90 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 3,80 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_t^u; A_{min}) = 32,40 \text{ cm}^2$$

- Situation accidentelle (ACC) :

$$M_t^{acc} = 968600 \text{ N.m}$$

$M_t^{acc} = 968600 \text{ N.m} < M_T = 5367600 \text{ N.m} \Rightarrow$ La zone comprimée se trouve dans la table de compression. Donc la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (130 \times 130) \text{ cm}^2$.

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{968600}{18,48 \times 130 \times 120^2} = 0,028$$

$$\mu = 0,028 < \mu_l = 0,379 \quad (\text{Acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,036$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,985$$

- Détermination des armatures :

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{968600}{400 \times 0,985 \times 120} = 21,13 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \max(A_t^u; A_{min}; A_t^{acc}) = \dot{=} A_t^u = 32,40 \text{ cm}$$

- **Choix des armatures** : 12T20 → $A_t = 37,70 \text{ cm}^2$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{ser} = 968600 \text{ N.m}$$

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

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) = \frac{130 \times 40^2}{2} - 15 \times 37,70 \times (120 - 40) = 58760 \text{ cm}^3 > 0$$

La zone comprimée se trouve dans la table de compression ⇒ la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b \times h)$.

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 37,70}{130} = 4,35 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 120 \times 4,98 = 1044 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -4,35 + \sqrt{4,35^2 + 1044} = 28,25 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{130 \times 28,25^3}{3} + 15 \times 37,70 \times (120 - 28,25)^2 = 5737375,85 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_t^{ser}}{I} = \frac{968600}{5737375,85} = 0,17$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 4,77 \text{ MPa} < \sigma'_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,17 \times (120 - 28,25) = 233,96 \text{ MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma'_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \sigma'_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} = \dot{=} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L.S.}$$

- Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{Mt_x^{ser}}{\sigma_s \times b \times d^2} = \frac{968600}{201,63 \times 130 \times (120)^2} = 0,0026$$

$$\mu_1 = 0,0026 \text{ Tableau } \begin{cases} \beta_1 = 0,915 \\ K_1 = 43,82 \end{cases}$$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{201,63}{43,82} = 4,60 \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa} = \checkmark \text{ A ' n ' existe pas.}$$

$$A_{ser} = \frac{Mt_x^{ser}}{\sigma_s \times \beta_1 \times d} = \frac{968600}{201,63 \times 0,915 \times 120} = 43,75 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$14T20 \rightarrow A = 43,98 \text{ cm}^2$$

B. En appuis :

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

$$M_a^u = 1422000 \text{ N.m}$$

Remarque :

La table de compression se trouve dans la zone tendue on néglige les ailettes \Rightarrow la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (b₀ x h) cm².

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1422000}{14,2 \times 50 \times 120^2} = 0,139$$

$$\mu = 0,139 < \mu_l = 0,392 \quad (\text{Acier FeE400}) \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \checkmark \alpha = 0,188$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \checkmark \beta = 0,925$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1422000}{348 \times 0,925 \times 90} = 36,81 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 35 \times 90 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 3,80 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_a^u; A_{min}) = \dot{\iota} A_t^u = 36,81 \text{ cm}^2$$

➤ Situation accidentelle (ACC) :

$$M_a^{acc} = 1045000 \text{ N.m}$$

Remarque :

La table de compression se trouve dans la zone tendue on néglige les ailettes \Rightarrow la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h)$ cm^2 .

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1045000}{18,48 \times 50 \times 120^2} = 0,079$$

$$\mu = 0,079 < \mu_l = 0,379 \quad (\text{Acier FeE400}) \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = \dot{\iota} \alpha = 0,102$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = \dot{\iota} \beta = 0,959$$

- Détermination des armatures :

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1045000}{400 \times 0,959 \times 120} = 22,70 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_a^u; A_{min}; A_a^{acc}) = \dot{\iota} A_a^u = 36,81 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 12T20 \rightarrow $A_a = 37,70 \text{ cm}^2$

➤ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{ser} = 968600 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b_0} = \frac{15 \times 37,70}{50} = 11,31 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 120 \times 11,31 = 2714,4 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -11,31 + \sqrt{11,31^2 + 2714,4} = 42,00 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{50 \times 42,00^3}{3} + 15 \times 37,70 \times (120 - 42,00)^2 = 5292702 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_a^{ser}}{I} = \frac{968600}{5292702} = 0,183$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 7,67 \text{ MPa} < \sigma'_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,183 \times (120 - 42) = 214,11 \text{ MPa}$$

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

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \sigma'_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \sigma'_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} = \dot{\iota} \Rightarrow \text{le ferrailage doit \u00eatre recalcul\u00e9 \u00e0 l'E.L.S.}$$

- **D\u00e9termination des armatures \u00e0 l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{Mt_x^{ser}}{\sigma'_s \times b_0 \times d^2} = \frac{968600}{201,63 \times 50 \times (120)^2} = 0,0067$$

$$\mu_1 = 0,0067 \text{ Tableau } \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,874 \\ K_1 = 24,68 \end{array} \right.$$

- **V\u00e9rification de l'existence des armatures comprim\u00e9es :**

$$\sigma_b = \frac{\sigma'_s}{K_1} = \frac{201,63}{24,68} = 8,17 \leq \sigma'_b = 15 \text{ MPa} = \dot{\iota} \text{ A 'n' existe pas.}$$

$$A_{ser} = \frac{Mt_x^{ser}}{\sigma'_s \times \beta_1 \times d} = \frac{968600}{201,63 \times 0,874 \times 120} = 45,80 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$15T20 \rightarrow A = 47,12 \text{ cm}^2$$

Tableau IX.5 : Tableau r\u00e9capitulatif des choix des armatures.

Les armatures	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Trav\u00e9e	Appuis	Trav\u00e9e	Appuis

A_u [cm ²]	32,40	47,69	14,48	23,51
A_{acc} [cm ²]	21,13	29,83	10,16	16,42
A_{min} [cm ²]	3,80	3,80	3,80	3,80
$A = \max(A_u ; A_{acc} ; A_{min})$	43,75	47,69	14,48	23,51
Choix des armatures	14T20	15T20	6T20	8T20
A corr [cm²]	43,98	65,79	18,85	25,13

❖ Armature transversales :

a. Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{1628000}{130 \times 120 \times 100} = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \tau_u = \min \left[0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau = 1,04 \text{ MPa} < \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

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

$$T_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec : $a = 0,9 \times d = 0,9 \times 120 = a = 108 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = 1628000 \text{ N} \leq 0,267 \times 108 \times 50 \times 25 \times 10^2 = 3604500 \text{ N}$$

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

c. Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales supérieures :

$$\text{Vérifier si : } A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$A_1 = 21,99 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = 4,72$$

L'effort tranchant n'a pas d'influence sur les Armatures longitudinales supérieures.

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

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{tmin} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{130}{35} ; \frac{35}{10} ; 2 \right) = 2 \text{ cm} = 20 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400 $\Rightarrow 8 T 8 A_t = 4,02 \text{ cm}^2$ (2cadre).

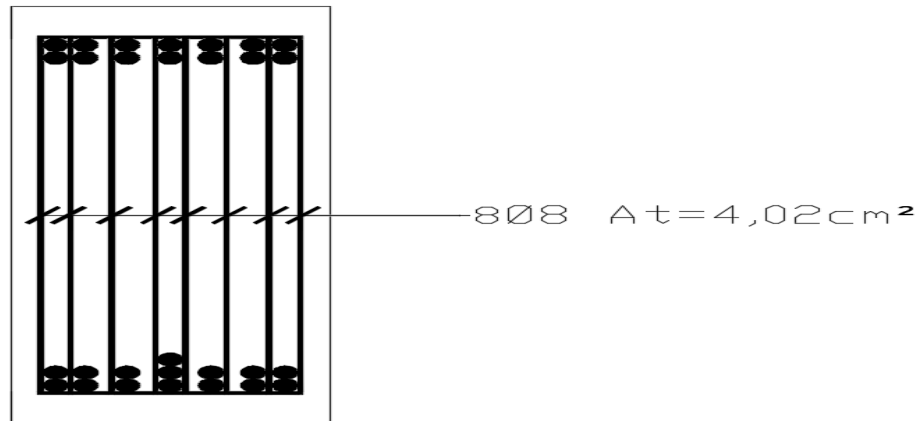


Figure IX.14 : Armatures transversales.

- L'espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad [CBA 93/A.5.1.2.3].$$

$$\begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \Rightarrow \sin \alpha = 1 ; \cos \alpha = 0 \end{cases}$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{4,04 \times 0,80 \times 400}{50 \times (1,04 - 0,3 \times 2,1)} = 62,75 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = \min(108 ; 40) = 40 \text{ cm}.$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{4,02 \times 400}{0,4 \times 50} = 20,1 \text{ cm}.$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2} ; \delta_{t3}) = 20,1 \text{ cm}$$

- Selon le RPA99 (version 2003) :

➤ Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 ; \phi\right) = \min\left(\frac{130}{4} ; 12 \times 2\right) = 24 \text{ cm}$$

➤ Zone courante :

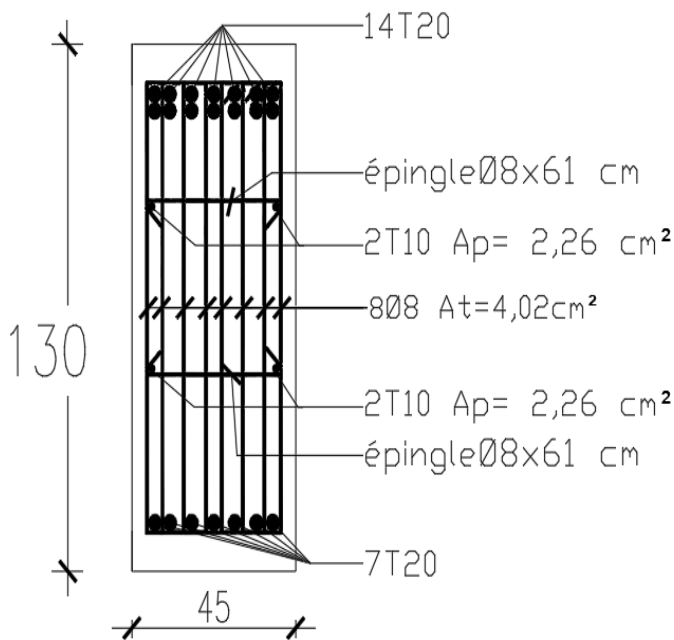
$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{130}{2} = 65 \text{ cm}$$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_t = 15 \text{ cm} \quad \text{en zone courante} \\ \delta_t = 10 \text{ cm} \quad \text{en zone nodale} \end{array} \right.$$

Poutre principale :

Travée :



Appui :

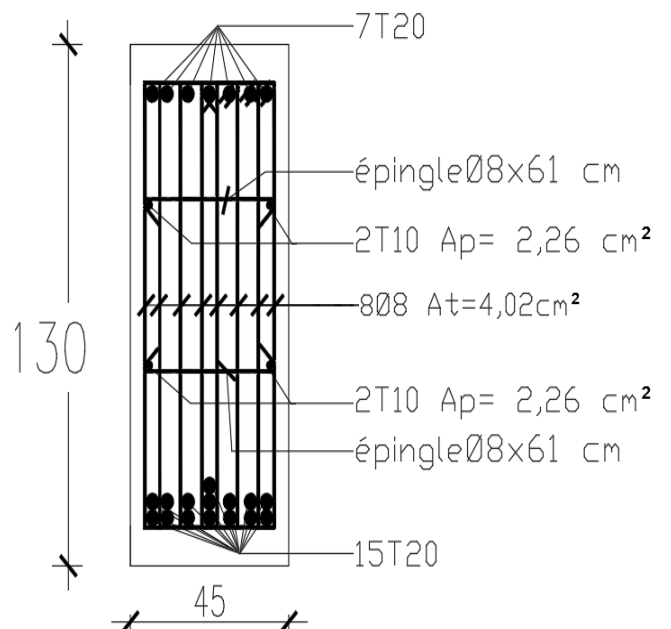
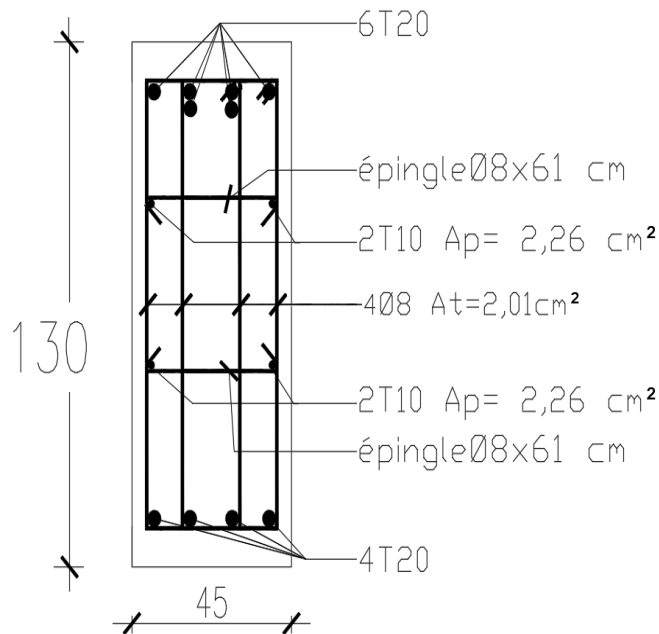


Figure IX.15 : Schéma de ferrailage poutre principale.

Poutre secondaire :

Travée :



Appui :

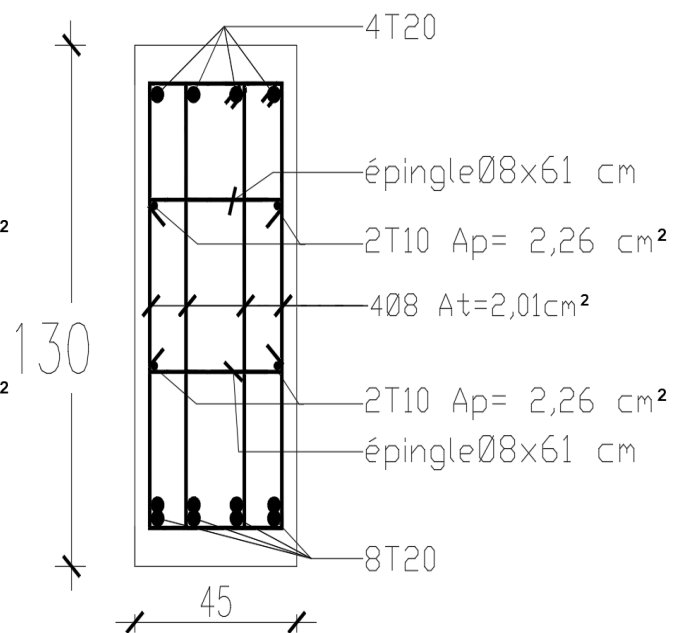


Figure IX.16 : Schéma de ferrailage poutre secondaire.

IX.6 /- Etude des longrines :

D'après le RPA99/version2003 les longrines doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = \frac{N}{\alpha} \cdot 20 \text{ KN}$; Avec:

N: égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

a : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Le ferraillage minimum doit être de 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au : $\min(20\text{cm} ; 15\Phi)$.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

- ❖ 25cm x 30cm : site de catégorie S2 et S3
- ❖ 30cm x 30cm : site de catégorie S4

$$\begin{array}{l} \text{Zone II} \\ \text{Site S3} \end{array} \Rightarrow \alpha = 12$$

Dans notre cas on a :

On prendra une section de (30 x 30)

$$N_u = 3803,47 \text{ KN} = i F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{3803,47}{12} = 316,96 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 2780,58 \text{ KN} = i F_{ser} = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{2780,58}{12} = 231,72 \text{ KN}$$

- **Détermination des armatures :**

- Etat limite ultime :

$$A^u = \frac{F_u}{100 \times \sigma_{10}} \text{ Avec : } \sigma_{10} = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$i > A^u = \frac{316960}{100 \times 348} = 9,10 \text{ cm}^2$$

- Etat limite de service :

$$\text{Fissuration préjudiciable min: } \sigma_s = \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$A^{ser} = \frac{F_{ser}}{100 \times \sigma_{10}} = \frac{231720}{100 \times 201,63} = 11,49 \text{ cm}^2$$

- Conclusion :

$$A = \max(A^u ; A^{ser}) = \max(9,10 ; 11,49) = i A = 11,49 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$6T16 \rightarrow A = 12,06 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité :

?

$$B \leq \frac{A \times f_e}{f_{t28}}$$

$$B = 30 \times 30 = 900 \text{ cm}^2 \leq \frac{9,29 \times 400}{2,1} = 1769,52 \text{ cm}^2 = i \text{ La section de béton est vérifiée}$$

CONCLUSION

Le projet de d'étude est une phase importante dans le cycle de formation de l'ingénieur et c'est la meilleure occasion pour l'étudiant de mettre en pratique ses connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation.

Ce projet nous a permis, d'une part d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception.

De même, l'utilisation du logiciel Etabs nous a permis de trouver des solutions fiables en temps très court pour les problèmes de conception et de calcul que nous avons rencontrés.

Bibliographie

Bibliographie

- **Livre :**

[1]. HENRY THONIER : « formulaire ; conception et calcul des structures »

[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 2019** (Dessin)

- ✓ **Etabs 2018** (Analyse des structures).

ANNEXE

SECTIONS REELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$h = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817
0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,5940
0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,6580
0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,6710
0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7937
0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
1,00	0,0368	1,0000	0,0441	1,0000

TABLEAU 5 - Section rectangulaire en flexion simple sans armatures comprimées.

β_1	α_1	μ_1'	μ_1	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ_1'	μ_1	k_1	ρ_1
0,985	0,045	0,0222	0,00007	318,3	0,007	0,945	0,165	0,0780	0,00103	75,91	0,109
0,984	0,048	0,0236	0,00008	297,5	0,008	0,944	0,158	0,0793	0,00107	74,29	0,113
0,983	0,051	0,0251	0,00009	279,1	0,009	0,943	0,171	0,0806	0,00111	72,72	0,118
0,982	0,054	0,0265	0,00010	262,8	0,010	0,942	0,174	0,0820	0,00115	71,21	0,122
0,981	0,057	0,0280	0,00011	248,2	0,012	0,941	0,177	0,0833	0,00120	69,75	0,127
0,980	0,060	0,0294	0,00012	235,0	0,013	0,940	0,180	0,0846	0,00124	68,33	0,132
0,979	0,063	0,0308	0,00014	223,1	0,014	0,939	0,183	0,0859	0,00128	66,97	0,137
0,978	0,066	0,0323	0,00015	212,3	0,016	0,938	0,186	0,0872	0,00133	65,64	0,142
0,977	0,069	0,0337	0,00017	202,4	0,017	0,937	0,189	0,0885	0,00137	64,37	0,147
0,976	0,072	0,0351	0,00018	193,3	0,019	0,936	0,192	0,0899	0,00142	63,12	0,152
0,975	0,075	0,0366	0,00020	185,0	0,020	0,935	0,195	0,0912	0,00147	61,92	0,157
0,974	0,078	0,0380	0,00021	177,3	0,022	0,934	0,198	0,0925	0,00152	60,76	0,163
0,973	0,081	0,0394	0,00023	170,2	0,024	0,933	0,201	0,0938	0,00157	59,63	0,169
0,972	0,084	0,0408	0,00025	163,6	0,026	0,932	0,204	0,0951	0,00162	58,53	0,174
0,971	0,087	0,0423	0,00027	157,4	0,028	0,931	0,207	0,0964	0,00168	57,46	0,180
0,970	0,090	0,0437	0,00029	151,7	0,030	0,930	0,210	0,0977	0,00173	56,43	0,186
0,969	0,093	0,0451	0,00031	146,3	0,032	0,929	0,213	0,0989	0,00178	55,42	0,192
0,968	0,096	0,0465	0,00033	141,3	0,034	0,928	0,216	0,1002	0,00184	54,44	0,198
0,967	0,099	0,0479	0,00035	136,5	0,036	0,927	0,219	0,1015	0,00190	53,49	0,205
0,966	0,102	0,0493	0,00037	132,1	0,039	0,926	0,222	0,1028	0,00196	52,57	0,211
0,965	0,105	0,0507	0,00040	127,9	0,041	0,925	0,225	0,1041	0,00201	51,67	0,218
0,964	0,108	0,0521	0,00042	123,9	0,044	0,924	0,228	0,1053	0,00207	50,79	0,225
0,963	0,111	0,0534	0,00044	120,1	0,046	0,923	0,231	0,1066	0,00213	49,93	0,231
0,962	0,114	0,0548	0,00047	116,6	0,049	0,922	0,234	0,1079	0,00220	49,10	0,238
0,961	0,117	0,0562	0,00050	113,2	0,052	0,921	0,237	0,1091	0,00226	48,29	0,245
0,960	0,120	0,0576	0,00052	110,0	0,055	0,920	0,240	0,1104	0,00232	47,50	0,253
0,959	0,123	0,0590	0,00055	107,0	0,058	0,919	0,243	0,1117	0,00239	46,73	0,260
0,958	0,126	0,0604	0,00058	104,0	0,061	0,918	0,246	0,1129	0,00246	45,98	0,268
0,957	0,129	0,0617	0,00061	101,3	0,064	0,917	0,249	0,1142	0,00252	45,24	0,275
0,956	0,132	0,0631	0,00064	98,6	0,067	0,916	0,252	0,1154	0,00259	44,52	0,283
0,955	0,135	0,0645	0,00067	96,1	0,070	0,915	0,255	0,1167	0,00266	43,82	0,291
0,954	0,138	0,0658	0,00070	93,7	0,074	0,914	0,258	0,1179	0,00273	43,14	0,299
0,953	0,141	0,0672	0,00073	91,4	0,077	0,913	0,261	0,1191	0,00280	42,47	0,307
0,952	0,144	0,0685	0,00077	89,2	0,081	0,912	0,264	0,1204	0,00288	41,82	0,316
0,951	0,147	0,0699	0,00080	87,0	0,084	0,911	0,267	0,1216	0,00295	41,18	0,324
0,950	0,150	0,0713	0,00084	85,0	0,088	0,910	0,270	0,1229	0,00303	40,56	0,333
0,949	0,153	0,0726	0,00087	83,0	0,092	0,909	0,273	0,1241	0,00311	39,95	0,342
0,948	0,156	0,0739	0,00091	81,0	0,096	0,908	0,276	0,1253	0,00318	39,35	0,351
0,947	0,159	0,0753	0,00095	79,3	0,100	0,907	0,279	0,1265	0,00326	38,76	0,360
0,946	0,162	0,0766	0,00099	77,6	0,104	0,906	0,282	0,1277	0,00334	38,19	0,369

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

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	0,02323	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

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
0,745	0,765	0,2850	0,0618	4,608	8,30	0,705	0,885	0,3120	0,1601	1,949	22,70
0,744	0,768	0,2857	0,0630	4,531	8,47	0,704	0,888	0,3126	0,1652	1,892	23,47
0,743	0,771	0,2864	0,0643	4,455	8,65	0,703	0,891	0,3132	0,1707	1,835	24,28
0,742	0,774	0,2871	0,0656	4,380	8,84	0,702	0,894	0,3138	0,1764	1,778	25,13
0,741	0,777	0,2879	0,0668	4,305	9,02	0,701	0,897	0,3144	0,1826	1,722	26,04
0,740	0,780	0,2886	0,0682	4,231	9,22	0,700	0,900	0,3150	0,1890	1,666	27,00
0,739	0,783	0,2893	0,0696	4,157	9,42	0,699	0,903	0,3156	0,1959	1,611	28,02
0,738	0,786	0,2900	0,0710	4,084	9,62	0,698	0,906	0,3162	0,2032	1,556	29,11
0,737	0,789	0,2907	0,0725	4,011	9,83	0,697	0,909	0,3168	0,2109	1,502	30,27
0,736	0,792	0,2914	0,0740	3,939	10,05	0,696	0,912	0,3174	0,2193	1,447	30,51
0,735	0,795	0,2922	0,0755	3,868	10,28	0,695	0,915	0,3180	0,2283	1,393	32,83
0,734	0,798	0,2929	0,0771	3,797	10,51	0,694	0,918	0,3185	0,2377	1,340	34,26
0,733	0,801	0,2936	0,0788	3,727	10,75	0,693	0,921	0,3191	0,2479	1,287	35,79
0,732	0,804	0,2943	0,0805	3,657	10,99	0,692	0,924	0,3197	0,2591	1,234	37,45
0,731	0,807	0,2950	0,0823	3,587	11,25	0,691	0,927	0,3203	0,2712	1,181	39,24
0,730	0,810	0,2957	0,0840	3,518	11,51	0,690	0,930	0,3209	0,2842	1,129	41,19
0,729	0,813	0,2963	0,0859	3,450	11,78	0,689	0,933	0,3214	0,2984	1,077	43,31
0,728	0,816	0,2970	0,0878	3,382	12,06	0,688	0,936	0,3220	0,3139	1,026	45,63
0,727	0,819	0,2977	0,0898	3,315	12,35	0,687	0,939	0,3225	0,3317	0,974	48,18
0,726	0,822	0,2984	0,0919	3,248	12,65	0,686	0,942	0,3231	0,3498	0,923	51,00
0,725	0,825	0,2991	0,0940	3,182	12,96	0,685	0,945	0,3237	0,3708	0,873	54,12
0,724	0,828	0,2997	0,0962	3,116	13,29	0,684	0,948	0,3242	0,3940	0,823	57,61
0,723	0,831	0,3004	0,0985	3,050	13,62	0,683	0,951	0,3248	0,4216	0,773	61,52
0,722	0,834	0,3011	0,1008	2,986	13,97	0,682	0,954	0,3253	0,4498	0,723	65,95
0,721	0,837	0,3017	0,1033	2,921	14,33	0,681	0,957	0,3259	0,4835	0,674	71,00
0,720	0,840	0,3024	0,1058	2,857	14,70	0,680	0,960	0,3264	0,5222	0,625	76,80
0,719	0,843	0,3031	0,1085	2,794	15,09	0,679	0,963	0,3269	0,5675	0,576	83,55
0,718	0,846	0,3037	0,1112	2,730	15,49	0,678	0,966	0,3275	0,6202	0,528	91,48
0,717	0,849	0,3044	0,1141	2,668	15,91	0,677	0,969	0,3280	0,6833	0,480	100,96
0,716	0,852	0,3050	0,1171	2,606	16,35	0,676	0,972	0,3285	0,7604	0,432	112,47
0,715	0,855	0,3057	0,1201	2,544	16,81	0,675	0,975	0,3291	0,8548	0,385	126,75
0,714	0,858	0,3063	0,1233	2,482	17,28	0,674	0,978	0,3296	0,9780	0,337	144,92
0,713	0,861	0,3069	0,1267	2,422	17,78	0,673	0,981	0,3301	1,1343	0,291	168,83
0,712	0,864	0,3076	0,1303	2,361	18,30	0,672	0,984	0,3306	1,3549	0,244	201,72
0,711	0,867	0,3082	0,1339	2,301	18,84	0,671	0,987	0,3311	1,6773	0,197	249,79
0,710	0,870	0,3088	0,1378	2,241	19,41	0,670	0,990	0,3316	2,1890	0,151	326,70
0,709	0,873	0,3095	0,1418	2,182	20,00	0,669	0,993	0,3321	3,1419	0,106	469,65
0,708	0,876	0,3101	0,1460	2,123	20,63	0,668	0,996	0,3327	5,5211	0,060	826,67
0,707	0,879	0,3107	0,1505	2,065	21,28						
0,706	0,882	0,3113	0,1551	2,007	21,98						

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.8$$

		u/x											
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M ₁	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077	
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077	
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075	
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073	
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069	
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066	
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061	
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057	
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053	
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049	
	1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045	
Valeur de M ₂	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095	
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083	
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070	
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061	
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058	
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047	
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043	
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038	
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033	
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029	
	1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027	



PLAN DE MASSE