



Faculty of Sciences and Technology

كلية العلوم و

Civil Engineering Department

التكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية

N° d'ordre : M2... /GC/2024

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie civile

Option : Structure

Thème

Etude d'une tour en RDC avec Sous-sol et
10 étages en béton armé située dans la ville
de Mostaganem.

Présenté par :

Mlle. RIRI Farah Nour Elhouda.

Mlle. NEDJADI Hayet.

Soutenu le 25/06/2024 devant le jury composé de :

Mme. BELBACHIR Nesrine.

Présidente

Université de Mostaganem

M. BENDEHIBA Sabeur.

Encadrant

Université de Mostaganem

Mme. DJILALI Nassira.

Examinatrice

Université de Mostaganem

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

La première personne que nous tenons à remercier est notre encadrant Mr. SABEUR BENDEHIBA pour l'orientation, la confiance, la patience et ses bonnes explications qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port.

Nos vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail Et de l'enrichir par leurs propositions.

Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à tous les professeurs qui nous ont enseigné et qui par leurs compétences nous ont soutenu dans la poursuite de nos études.

Enfin, nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

***Merci mon dieu de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir,
la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.***

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail :

*A ma mère celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse qui
s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite.*

*A mon père, école de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes
les années des études et qui a veillé tout au long de ma vie à
m'encourager à me donner l'aide et à me protéger.*

*A mes frères, mohamed, abdelrezak et ma sœur fatima mes fidèles
compagnons les plus délicats de cette vie mystérieuse, je vous
souhaite un avenir plein de joie de bonheur de réussite et de sérénités,
je vous exprime à travers ce travail mes sentiments de fraternité et
d'amour.*

A tous les membres de ma famille, petite et grande.

A mes chers ami(e)s : ines, sirine, gilbert, et mon binôme farah.

A mon encadreur Mr. SABEUR BENDEHIBA.

NEDJADI HAYET.

Dédicace

***Merci mon dieu de m'avoir donné la capacité d'écrire et de réfléchir,
la patience d'aller jusqu'au bout du rêve.***

J'ai l'honneur de dédier ce modeste travail :

*A ma mère celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse qui
s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite.*

*A mon père, écolle de mon enfance, qui a été mon ombre durant toutes
les années des études et qui a veillé tout au long de ma vie à
m'encourager à me donner l'aide et à me protéger.*

*A mon frère, yacine et mes sœurs alaa et douaa mes fidèles
compagnons les plus délicats de cette vie mystérieuse, je vous
souhaite un avenir plein de joie de bonheur de réussite et de sérénités,
je vous exprime à travers ce travail mes sentiments de fraternité et
d'amour.*

A tous les membres de ma famille, petite et grande.

A mes chers ami(e)s : ines, sirine, gilbert, youcef et mon binôme hayet

A mon encadreur Mr. SABEUR BENDEHIBA

RIRI FARAH NOUR ELHOUDA.

RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de dix étages, situé dans la wilaya de Mostaganem. Cette région est classée en zone sismique IIa selon le RPA99 version 2003. Pour les calculs et les vérifications du béton armé, les normes RPA99V2003 et B.A.E.L91 modifié 99 ont été utilisées. Afin d'assurer et de valider l'étude dynamique de la structure, le logiciel ETABS 2009 a été employé pour déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements permanents, d'exploitation et sismiques. Le contreventement est assuré par des portiques associés à des murs voiles. Les voiles périphériques garantissent l'ancrage du bâtiment, et pour les fondations, un radier général a été adopté afin de supporter les charges et de les répartir uniformément sur le sol.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لمبنى سكني يتكون من قبو، وطابق أرضي، وعشرة طوابق، يقع في ولاية مستغانم. إصدار 2003. بالنسبة للحسابات والتحقق من RPA99 وفقاً لـ IIa تصنف هذه المنطقة ضمن المنطقة الزلزالية المعدلة 99. لضمان وتأكيد الدراسة الديناميكية B.A.E.L91 و RPA99V2003 الخرسانة المسلحة، تم استخدام معايير لتحديد مختلف الاجهادات الناتجة عن الأحمال الدائمة، وأحمال التشغيل، ETABS 2009 للهيكل، تم استخدام برنامج والزلزل. يتم تأمين التقوية بواسطة إطارات مرتبطة بجدران قص. الجدران المحيطية تضمن تثبيت المبنى، وبالنسبة للأساسات، تم اعتماد حصىرة عامة لتحمل الأحمال وتوزيعها بشكل متساوٍ على الأرض.

ABSTRACT

This project presents a detailed study of a residential building consisting of a basement, a ground floor, and ten stories, located in the Wilaya of Mostaganem. This region is classified as seismic zone IIa according to RPA99 version 2003. For the calculations and verifications of reinforced concrete, the RPA99V2003 and B.A.E.L91 modified 99 standards were used. To ensure and validate the dynamic study of the structure, the ETABS 2009 software was employed to determine the different stresses due to permanent, operational, and seismic loads. Bracing is provided by frames associated with shear walls. The peripheral walls ensure the anchorage of the building, and for the foundations, a mat foundation was adopted to support the loads and distribute them evenly on the ground.

LISTE DE NOTATIONS

A	Aire d'une section d'acier.
A'	Section d'aciers comprimés.
A _{ser}	Section d'aciers pour l'ELS.
A _u	Section d'aciers pour l'ELU.
Ar	Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
B	Aire d'une section de béton.
D	Diamètre.
E	Module d'élasticité longitudinale, séisme.
E _h	Module de déformation longitudinal du béton.
E _j	Module d'élasticité instantanée.
E _s	Module de d'élasticité de l'acier.
F	Force ou action générale.
G	Action permanente.
I	Moment d'inertie.
L	Longueur ou portée.
M	Moment en général.
M _u	Moment de calcul ultime.
M _{ser}	Moment de calcul de service.
N	Effort normal.
N _{ser}	Effort normal en service.
N _u	Effort normal de service.
V	Effort tranchant.
P	Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
Q	Action ou charge variable.
S	Section.
T	Effort tranchant.
Br	Section réduite.

Ma	Moment sur appui.
Mt	Moment en travée.
a	Une dimension transversale.
b	Une dimension longitudinale.
b ₀	Épaisseur brute de l'arme d'une section.
d	Hauteur utile.
E	Excentricité, épaisseur.
f	Flèche.
f _e	Limite d'élasticité de l'acier.
f _{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
f _{tj}	Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.
f _{c28} et f _{t28}	Résistance calculé à 28 jours.
h ₀	Épaisseur d'une membrure de béton.
h	Hauteur totale d'une section de béton armé.
i	Rayon de giration d'une section.
j	Nombre de jours.
k	Coefficient en général
l	Longueur ou porté
l _f	Longueur de flambement.
l _s	Longueur de scellement.
s _t	Espacement des armatures.
x	Coordonnée en général.
y	Coordonnée.
z	Coordonnée d'altitude, bras de levier.
α	Angle en général, coefficient.
γ	Coefficient
ε	Déformation relative.
θ	Coefficient.
λ	Elancement..
μ	Coefficient.

ν	Coefficient de poisson.
ρ	Rapport de deux dimensions.
σ	Contrainte normale.
σ_b	Contrainte de compression du béton.
σ_s	Contrainte de compression dans l'acier.
σ_i	Contrainte de traction.
τ	Contrainte tangente.

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Implantation de l'ouvrage à Mostaganem.	2
Figure 2 : Plan de Rez de Chaussée - Commerce.	3
Figure 4 : Plan d'étage courant - Habitation.	4
Figure 5 : Plan de sous-sol- Parking.	5
Figure 6 : Coupe en élévation (Coupe A-A).	5
Figure 7:Le plancher en corps creux.	7
Figure 8:Le plancher en dalle pleine.	7
Figure 9: Les composants d'un escalier.	7
Figure 10 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.	11
Figure 11 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	11
Figure 12 : Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU.	13
Figure 13 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S.	13
Figure 14 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier `a l'ELU.	15
Figure 15 : Diagramme des déformations limites de la section.	16
Figure 16 : Schéma d'un plancher terrasse.	17
Figure 17- Schéma d'un plancher d'étage courant.	18
Figure 18:Coupe transversale d'un mur de façade.	19
Figure 19 : Schéma de l'acrotère.	20
Figure 20: La section d'une poutre.	21
Figure 21: Dimensions à respecter pour les poutres selon RPA99 V 2003.	21
Figure 22:Section d'une poutre principale.	22
Figure 23:Section d'une poutre secondaire.	23
Figure 24 : Schéma de planche a corps creux.	24
Figure 25 : Schéma statique de la poutrelle - Poutre bi encastree.	25
Figure 26 : Schéma de poutrelle.	26
Figure 27: Dimension de poutrelle.	27
Figure 28: dimensions de panneau de dalle.	28
Figure 29 : Vue en plan portant numérotations des poteaux.	30
Figure 30 : Vue en plan des surfaces revenant aux poteaux centraux, poteaux de rive et poteaux d'angle respectivement.	31
Figure 31 : Schéma d'un voile.	37
Figure 32 : Schéma de types des voiles.	38
Figure 33 : Schéma de planche a corps creux.	40
Figure 34 : Dimension de poutrelle.	41
Figure 35 : Ferrailage de la dalle de compression.	42
Figure 36 : Valeur des moments sur appui - méthode Caquot.	47

Figure 37 : Valeur des moments sur appui avec charges concentrées - méthode Caquot.	47
Figure 38 : Effort tranchant ELU	53
Figure 39 : Effort tranchant ELS.....	53
Figure 40 : Effort tranchant ELU	54
Figure 41 : Effort tranchant ELS.....	54
Figure 42 : Effort tranchant ELU	55
Figure 43 : Effort tranchant ELS.....	55
Figure 44 : Effort tranchant ELU	55
Figure 45 : Effort tranchant ELS.....	55
Figure 46 : Effort tranchant ELU	56
Figure 47 : Effort tranchant ELS.....	56
Figure 48: Effort tranchant ELU	57
Figure 49: Effort tranchant ELS.....	57
Figure 50 : Coupe au niveau de la travée.	63
Figure 51 : Coupe au niveau de l'appui.	63
Figure 52 : Détail de la poutrelle.....	64
Figure 53 : Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement.....	69
Figure 54 : Disposition des armatures de la nappe inférieure.	70
Figure 55 Enrobage	70
Figure 56 : Panneau le plus sollicité.....	71
Figure 57 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.	75
Figure 58 : Section de calcul.	78
Figure 59 : Position du point d'application de l'effort normal Nu. (*).....	79
Figure 60 : Ferrailage de l'acrotère	80
Figure 61 : Schéma descriptif d'un escalier à paillasse avec un palier de repos.	82
Figure 62 : Escalier a volées droites avec palier intermédiaire.....	83
Figure 63 : Schéma statique (ELU et ELS).....	85
Figure 64 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	86
Figure 65 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	87
Figure 66 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	87
Figure 67 : Ferrailage de l'escalier	90
Figure 68 : Schéma statique (ELU).....	91
Figure 69 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELU	92
Figure 70 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	92
Figure 71 : Schéma statique (ELS)	95
Figure 72 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELS.....	95
Figure 73 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	96
Figure 74 : coupe 2-2 (en travée)	97
Figure 75 : coupe 1-1 (en appui).....	97
Figure 76 : Ferrailage de la poutre palier	97
Figure 77 : Plan d'action d'un ascenseur	98

Figure 78 : Les dimensions de la cabine	99
Figure 79 : Schéma de la surface d'impact	103
Figure 80 : Appui d'ascenseur.....	104
Figure 81 : Charge concentrées de l'ascenseur	104
Figure 82 : Spectre de réponse	116
<i>Figure 83: La zone nodale</i>	130
Figure 84 : Les poteaux.....	133
Figure 85 : Sollicitation sur les poteaux.....	133
Figure 86 : Schéma de ferrailage des poteaux isolés 80×80. ..	Error! Bookmark not defined.
Figure 87 : Les poutres porteuses et les poutres secondaires.....	147
Figure 88 : La section d'une poutre longitudinale	150
Figure 89 : Ferrailage de poutres principales (30×35) en travée et en appui respectivement	159
Figure 90 : Ferrailage des poutres secondaires (30×30) en travée et en appui respectivement	159
Figure 91 : les moments et les efforts normaux et de cisaillement appliqué sur les voiles....	162
Figure 92 : Les types des voiles.....	164
<i>Figure 93 :Voile avec ouverture</i>	170
Figure 94 : Schéma de ferrailage des poteaux isolés 80×80.....	174
<i>Figure 95 : Disposition des armatures dans les voiles voile plein P3 et P4 (RDC)</i>	174
<i>Figure 96 : Schéma de ferrailage de linteaux</i>	175
Figure 97 : Radier général.....	178
Figure 98 : La section d'une poutre principale de radier	187
Figure 99 : La section d'une poutre secondaire	188
Figure 100 : Ferrailage de poutres en travée et en appui respectivement	190

LIST DES TABLEAUX

Table 1 : Types et caractéristiques des aciers	14
<i>Table 2 : Descente de charge de Plancher terrasse inaccessible</i>	17
<i>Table 3 - Descente de charge de plancher étage courant</i>	18
<i>Table 4 : Descente de charge de plancher RDC</i>	18
Table 5 : Tableau des charges a ELU et ELS	19
Table 6 : Descente de charge de murs extérieurs.	19
<i>Table 7: Descente de charge de murs intérieurs</i>	20
Table 8 : Tableau des sections des poutres.	23
Table 9 : Surface offerte aux poteaux de rive, d'angle et centraux.	31
Table 10 : Application de la loi de dégression d'exploitations.....	34
<i>Table 11 : les sections des poteaux centraux</i>	35
<i>Table 12 : Les sections des poteaux de rives</i>	35
Table 13 : Les sections des poteaux d'angle.	36
Table 14 : Dimensions de voiles.....	39
Table 15 : Evaluation des charges.	42
Table 16 : Valeurs de moments et efforts tranchants	52
Table 17 : Valeurs des moments.	53
Table 18 : Valeurs des moments.	53
Table 19 : Valeurs des moments	54
Table 20 : Valeurs des moments	55
Table 21 : Valeurs des moments	56
Table 22 : Valeurs des moments	56
Table 23 : Ferrailage de la dalle à L'ELU	73
Table 24 : Ferrailage de la dalle à L'ELS.	74
Table 25 : ferrailage de la dalle	75
Table 26 : Combinaison des charges	85
Table 27 : calcul de moments a ELUR.....	105
<i>Table 28 : Calcul de moments à ELS</i>	109
Table 29 : Valeurs de pénalité.....	117
<i>Table 30 : Modes propres, Périodes propres et Masses effectives</i>	117
<i>Table 31 : Les déplacements maximales</i>	118
Table 32 : Les réactions à la base.	118
Table 33 : Valeurs de pénalité.....	121
Table 34 : Résultante des forces sismiques à la base.	121
Table 35 : Distribution des forces sismiques.....	123
Table 36 : Déplacements inter étages dans les deux sens.....	124
Table 37 : Effets du second ordre dans les deux sens.....	125

Table 38 : Pourcentage minimale et maximale des armatures longitudinales (RPA99/2003).	128
Table 39 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en (KN.m) et des efforts normaux en (KN) et efforts tranchants.....	132
Table 40 : Les situations de calcul.....	132
Table 41 : Ferrailage des poteaux isolés.....	145
Table 42 : Sollicitations des poutres.....	149
Table 43 : Ferrailage de poutres principales.....	159
Table 44 : Ferrailage de poutres secondaires.	159
Table 45 : Tableau récapitulatif des ferrailages des poutres.....	160
Table 46 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en (KN.m) et des efforts normaux en (KN) et efforts tranchants.....	165
Table 47 : Ferrailages des voiles	167
Table 48 : Ferrailage horizontal des voiles.....	169
Table 49 : Ferrailages des voiles périphériques à L'ELU	177
Table 50: Dimensions des poutres.....	182
Table 51 : Ferrailages du radier à L'ELU	185
Table 52 : Ferrailages de radier à L'ELS.....	186
Table 53 : Ferrailage du radier.....	186
Table 54 : Dimensions des poutres.....	187
Table 55 : Ferrailage de débord du radier a ELU.....	191
Table 56 : Ferrailage de débord du radier a ELS.....	191

SOMMAIRE

<i>RESUME</i>	I
<i>ملخص</i>	II
<i>ABSTRACT</i>	III
LISTE DE NOTATIONS.....	IV
LISTE DES FIGURES.....	VII
LIST DES TABLEAUX.....	X
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL	2
1.INTRODUCTION.....	2
2.PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	2
3.IMPLANTATION DE L'OUVRAGE.....	2
4.CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE.....	3
4.1. DIMENSIONS EN ELEVATION :	3
4.2. DIMENSIONS EN PLAN :.....	3
4.3. DONNEES DU SITE.....	3
5.LES PLANS D'ARCHITECTURE.....	3
6.DIFFERENTS ELEMENTS DE LA STRUCTURE.....	6
6.1. SUPERSTRUCTURE.....	6
6.1.1. <i>Les voiles</i>	6
6.1.2. <i>Les portiques</i> :.....	6
6.2. LES ELEMENTS SECONDAIRES :.....	6
6.2.1. <i>Les planchers</i> :	6
6.2.2. <i>Les escaliers</i> :.....	7
6.2.3. <i>Les balcons</i> :.....	8
6.2.4. <i>Maçonnerie</i> :	8
6.2.5. <i>Revêtement</i> :	8
6.3. INFRASTRUCTURE.....	8
6.3.1. <i>Fondations</i>	8
6.4. TYPE DE COFFRAGE UTILISE.....	8
6.5. REGLES DE CALCUL :	8
6.6. LES LOGICIELS UTILISES.....	9
7.CARACTERISTIQUES MECANIKES DES MATERIAUX.....	9
7.1. LE BETON.....	9
7.1.1. <i>Les matériaux composant le béton</i> :.....	9

7.1.2. La composition d'un mètre cube (1 m^3) de béton ordinaire est de :.....	9
7.1.3. La résistance du béton.....	10
7.1.4. Déformation longitudinale du béton	12
7.1.5. Contraintes limites	12
Contrainte admissible de cisaillement :	14
7.2. L'ACIER	14
7.2.1. Caractéristiques mécaniques	14
7.2.2. Contrainte limite	15
7.2.3. Caractéristiques mécaniques :	16
CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES	
ELEMENTS.....	16
1.INTRODUCTION.....	16
2.LES CHARGES REGLEMENTAIRES	16
2.1. LES CHARGES PERMANENTES G.....	16
2.2. LES CHARGES D'EXPLOITATION Q	16
3.DESCENTE DES CHARGES	17
3.1. PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE	17
3.2. PLANCHER D'ETAGE COURANT A USAGE D'HABITATION	18
3.3. PLANCHER RDC (DALLE PLEINE) A USAGE COMMERCE :	18
3.4. MAÇONNERIE	19
3.4.1. Murs extérieurs	19
3.4.2. Murs intérieurs.....	20
3.5. ACROTERE.....	20
4.PRE DIMENSIONNEMENT	21
4.1. PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES	21
4.1.1. Critère de flèche (règle de BAEL91).....	21
4.1.2. Condition selon les règles parasismiques algériennes RPA99 V 2003.....	21
4.1.3. Poutres principales	22
4.1.4. Poutres secondaires	22
4.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS	23
4.2.1. Epaisseur du plancher.....	24
4.2.2. Prédimensionnement des planches a corps creux.....	24
4.2.3. Poutrelles :	26
4.2.4. Plancher dalle pleine :	27

4.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....	29
4.3.1. <i>Méthode de calcul</i>	29
4.3.2. <i>Pré dimensionnement des voiles</i>	37
5.CONCLUSION :.....	39
CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHES	40
1.INTRODUCTION.....	40
2.PLANCHERS A CORPS CREUX	40
2.1. DIMENSIONS DE POUTRELLE.....	40
2.2. FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION :.....	41
2.2.1. <i>Armatures perpendiculaires aux nervures</i> :.....	41
2.2.2. <i>Armatures parallèles aux nervures</i> :.....	42
2.3. ETUDE DES POUTRELLES.....	42
2.3.1. <i>Evaluation des charges.</i>	42
2.3.2. <i>Types des poutrelles</i>	42
2.3.3. <i>Méthode de calcul</i> :.....	45
2.3.4. <i>Application de la Méthode de Caquot pour le calcul du plancher</i>	48
2.3.5. <i>Les résultats obtenus pour les différents types de planches</i>	53
2.3.6. <i>Détermination des armatures</i> :	57
2.3.7. <i>Coupe transversale d'une poutrelle</i> :.....	63
2.3.8. <i>Vérification de la flèche</i> :	64
3.PLANCHERS A DALLE PLEINE (RDC) :.....	67
3.1. METHODE DE CALCUL :	68
3.1.1. <i>Exemple de calcul</i> :	70
CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	76
1.ETUDE DE L'ACROTERE.....	76
1.1. CALCUL DU FERRAILLAGE :	77
1.1.1. <i>Sollicitation</i> :.....	77
1.1.2. <i>Effort normal et moment fléchissant</i> :.....	77
1.2. DETERMINATION DES ARMATURES :	78
1.2.1. <i>Etat limite ultime</i> :.....	78
• CALCULE DE LA SECTION D'ARMATURES.....	79
• CONDITION DE NON FRAGILITE : [CBA93 ARTICLE B.5.3].....	80
• ARMATURES DE REPARTIONS	80
1.2.2. <i>Etat limite de service (E.L.S)</i>	80

2.ETUDE DES ESCALIERS	82
2.1. PRE DIMENSIONNEMENT :	82
2.1.1. <i>Dimensionnement des marches et contre marches</i>	82
2.2. DESCENTE DE CHARGES :	83
2.2.1. <i>Paillasse</i> :	83
2.2.2. <i>Palier</i> :	84
2.3. CALCUL DES MOMENTS FLECHISSANT ET DES EFFORTS TRANCHANTS :	85
2.4. CALCUL DE FERRAILLAGE	87
2.5. CALCUL DE LA POUTRE PALIERE :	90
2.5.1. <i>Prédimensionnement</i>	90
2.5.2. <i>Charge supportée par la poutre</i> :	90
2.5.3. <i>Calcul du ferrailage (ELU)</i> :	91
2.5.4. <i>Les diagrammes des moments et efforts tranchants</i>	92
2.5.5. <i>Calcul des armatures</i> :	92
2.5.6. <i>Calcul à l'ELS</i> :	94
2.5.7. <i>Les diagrammes des moments et efforts tranchants</i>	95
2.5.8. <i>Vérification à l'ELS : Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)</i>	96
3.ETUDE D'ASCENSEUR	98
3.1. INTRODUCTION	98
3.2. DIMENSIONS DE L'ASCENSEUR :	99
3.3. EVALUATION DES CHARGES	99
3.4. CHOIX DES CABLES	100
3.5. VERIFICATION AU POINÇONNEMENT	102
3.6. CALCUL DES SOLLICITATIONS	103
3.6.1. <i>ELU</i>	103
3.6.2. <i>E.L.S</i> :	108
CHAPITRE V : ETUDE SYSMIQUE	113
1.INTRODUCTION	113
2.CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :	113
2.1. METHODE STATIQUE EQUIVALENTE :	113
2.1.1. <i>Définition</i> :	113
2.1.2. <i>Conditions d'application de la méthode statique équivalente</i> :	114
2.2. LES METHODES DYNAMIQUES :	114

2.2.1. <i>La méthode d'analyse modale spectrale</i> :	114
2.2.2. <i>La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme</i> :	114
3.CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON LES RPA99 / VERSION 2003.....	115
4.METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE :	115
4.1. PRINCIPE :	115
4.2. DESCRIPTION DU LOGICIEL ETABS :	115
4.3. MODELISATION :	116
4.4. SPECTRE DE REPONSE DE CALCUL :	116
4.5. NOMBRE DE MODES A CONSIDERER :	117
4.6. ANALYSE DE LA STRUCTURE :	117
4.7. VERIFICATIONS SPECIFIQUES POUR L'ENSEMBLE DE LA STRUCTURE :	119
4.7.1. <i>Résultante des forces sismiques à la base V_t</i> :	119
4.7.2. <i>Période fondamentale</i> :	122
4.7.3. <i>Stabilité au renversement</i> :	122
4.7.4. <i>Vérification des déplacements inter étages</i> :	124
4.7.5. <i>Justification vis à vis de l'effet $P-\Delta$</i> :	125
CHAPITRES VI : ETUDE DES PORTIQUES	126
1.FERRAILLAGE DES POTEAUX :	126
1.1. COMBINAISONS DES CHARGES	127
1.2. ARMATURES LONGITUDINALES	127
1.2.1. <i>Recommandation du RPA99/version 2003</i> :	127
1.2.2. <i>Armatures minimales imposés par règles BAEL91</i> :	128
1.3. ARMATURES TRANSVERSALES : (RPA99/V2003 ARTICLE 7.4.2.2).....	128
1.4. FERRAILLAGE DES POTEAUX :	130
1.5. CALCUL DU FERRAILLAGE	132
1.6. EXEMPLE DE CALCUL :	133
1.6.1. <i>Les armatures longitudinale</i>	133
1.6.2. <i>Armatures transversales</i> :	145
2.FERRAILLAGE DES POUTRES :	147
2.1. INTRODUCTION :	147
2.2. FERRAILLAGE REGLEMENTAIRE :	148
2.2.1. <i>Recommandation des RPA 99/version 2003</i> :	148
2.2.2. <i>Règlement BAEL 91</i> :	148
2.3. LES SOLLICITATIONS DES POUTRES.....	149

2.4. CALCUL DETAILLE :	150
2.4.1. Calcul à la flexion simple (Ferrailage longitudinal) :	150
2.4.2. Poutre principale.....	150
2.4.3. Vérification nécessaire pour les poutres :	153
2.4.4. Calcul à l'effort tranchant (Armatures transversales).....	153
2.4.5. Poutre Secondaire	154
2.4.6. Vérification nécessaire pour les poutres :	157
2.4.7. Calcul à l'effort tranchant (Armatures transversales).....	157
2.5. VERIFICATION DE L'INFLUENCE DE L'EFFORT TRANCHANT AU VOISINAGE DES APPUIS	160
2.5.1. Appui de rive :	160
2.5.2. Appui intermédiaire :	161
3.FERRAILLAGE DES VOILES.....	161
3.1. INTRODUCTION.....	161
3.1. CALCUL DE FERRAILLAGE	162
3.1.1. Exemple de calcul.....	165
CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	175
1.ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :	175
1.1. DIMENSIONNEMENT :	175
1.2. DETERMINATION DES SOLLICITATIONS :	175
1.3. FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE :	176
2.ETUDE DES FONDATIONS :	177
2.1. INTRODUCTION :	177
2.2. CHOIX DU TYPE DE FONDATIONS :	178
2.3. ETUDE DE RADIER GENERAL :	179
2.3.1. Combinaisons d'actions :	179
2.3.2. Pré dimensionnement du radier :	179
2.3.3. Prédimensionnement des poutres :	182
2.3.4. Détermination des sollicitations :	182
2.3.5. Vérification du radier :	184
2.3.6. Ferrailage du radier :	184
2.4. ETUDE DE NERVURE	187
2.4.1. Nervures principales	187
2.4.2. Nervure secondaire	188
2.5. ETUDE DU DEBORD DU RADIER :	190

INTRODUCTION GENERALE

Pour chaque projet de construction, une gamme variée de méthodes de conception et de réalisation est disponible, adaptée aux exigences et aux capacités spécifiques. Parmi celles-ci, on retrouve le béton armé, le béton précontraint, ainsi que l'utilisation de charpentes en bois ou en métal.

Le béton armé est largement privilégié dans le domaine de la construction en raison de sa conformité aux normes techniques et aux calculs de structures. Son utilisation présente un avantage économique évident, étant généralement moins coûteuse que d'autres matériaux tels que les charpentes en bois ou en métal. De plus, le béton armé offre de multiples autres avantages, notamment :

- Flexibilité d'utilisation.
- Durabilité (longévité).
- Résistance au feu.

La construction des bâtiments en béton armé a connu un développement rapide ; il est essentiel pour les professionnels de suivre les progrès et d'apprendre les nouvelles techniques de construction pour améliorer le comportement des structures des bâtiments.

Cependant, obtenir le comportement souhaité nécessite une étude technique, qui constitue un processus essentiel dans la construction des ouvrages. Cette étude vise à appliquer les connaissances acquises durant les cinq années de formation en génie civil. Chaque étude de projet de bâtiment poursuit des objectifs :

- La sécurité (le plus important) : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- L'économie : visant à réduire les coûts du projet (les dépenses).
- Le confort.
- L'esthétique.

Dans ce mémoire, l'objectif est d'appliquer toutes les connaissances acquises durant le cursus sur un projet réel. Le but principal est de comprendre et d'approfondir les informations déjà assimilées dans le domaine du génie civil, suivi du second objectif qui est de présenter un travail satisfaisant en vue d'obtenir le diplôme de master.

Chapitre 1

**PRESENTATION DE L'OUVRAGE
ET HYPOTHESES DE CALCUL**

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET HYPOTHESES DE CALCUL

1. INTRODUCTION

L'objectif principal du premier chapitre de notre étude est de fournir une vue d'ensemble de l'ouvrage, en décrivant ses caractéristiques ainsi que ses composants, et en fournissant des informations détaillées sur leurs propriétés mécaniques respectives.

2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Notre projet consiste à réaliser une analyse détaillée des éléments structuraux d'un bâtiment comprenant un sous-sol, un rez-de-chaussée et 10 étages. Le sous-sol sera réservé à un parking, le rez-de-chaussée à des activités commerciales, le premier étage à usage bureaux, tandis que les étages 2 à 10 seront dédiés à des logements, avec une terrasse inaccessible.

Notre bâtiment se trouve à Ain Tedeles, faisant partie du projet de construction de 450 logements sociaux dirigé par l'entreprise EDCO MOSTA. La figure 1 illustre précisément son emplacement et sa localisation.

La stabilité de l'ensemble sera assurée par des portiques contreventés par des voiles. Conformément aux prescriptions du Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003), cette zone est classée comme étant de classe IIa en termes de sismicité. Cela implique que la construction doit être planifiée et exécutée en tenant compte de cette caractéristique sismique particulière, en utilisant des structures robustes et spécifiquement adaptées aux contraintes sismiques régionales.

3. IMPLANTATION DE L'OUVRAGE

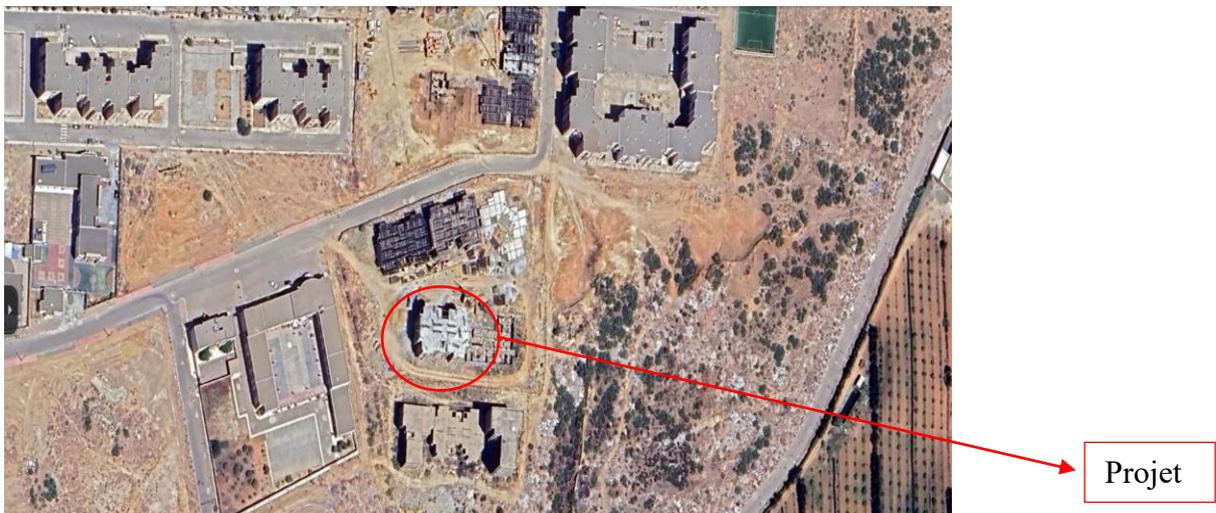


Figure 1 : Implantation de l'ouvrage à Mostaganem.

4. CARACTERISTIQUES DE LA STRUCTURE

4.1. Dimensions en élévation :

- Hauteur de sous-sol H=4.5 m
- Hauteur de RDC H=4,08 m
- Hauteur d'étage courant H=3,06 m
- Hauteur totale du bâtiment H= 37.74 m
- Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère H= 38,34 m

4.2. Dimensions en plan :

- Longueur totale L=28.60m
- Largeur totale L=17.66 m

4.3. Données du site

- Site 2 (ferme)

5. LES PLANS D'ARCHITECTURE

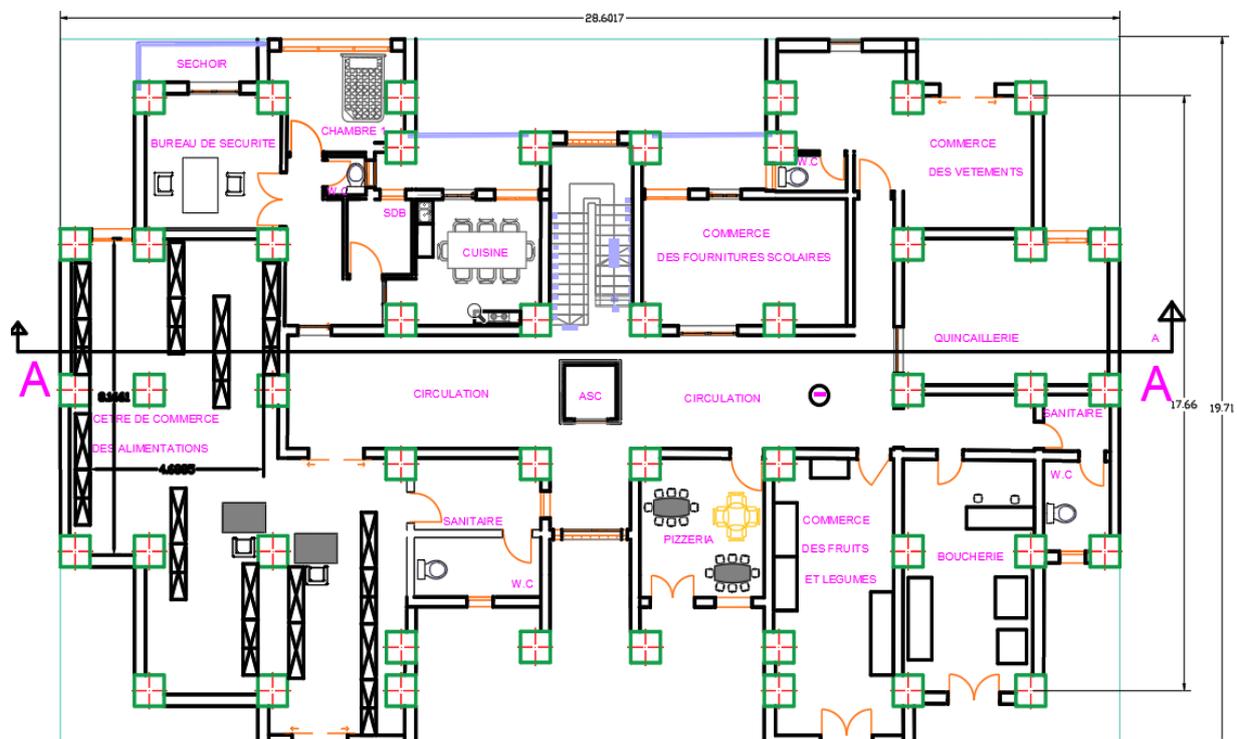


Figure 2 : Plan de Rez de Chaussée - Commerce.

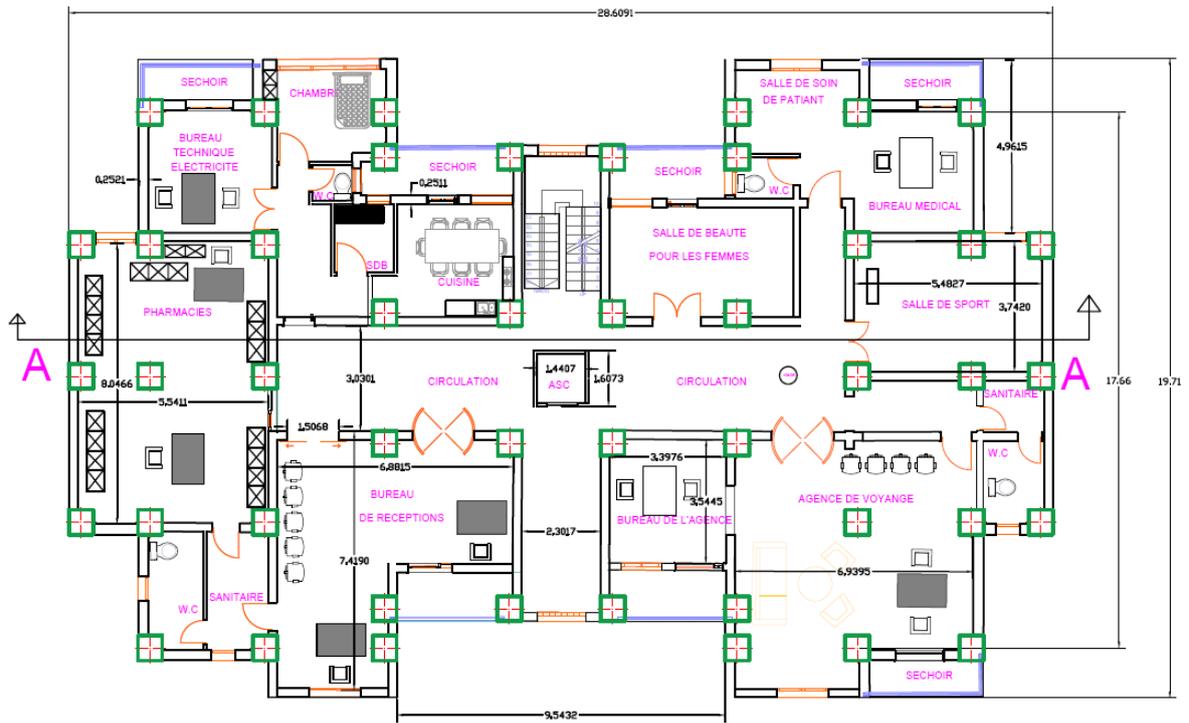


Figure 3 : Plan de premier étage - Bureaux.

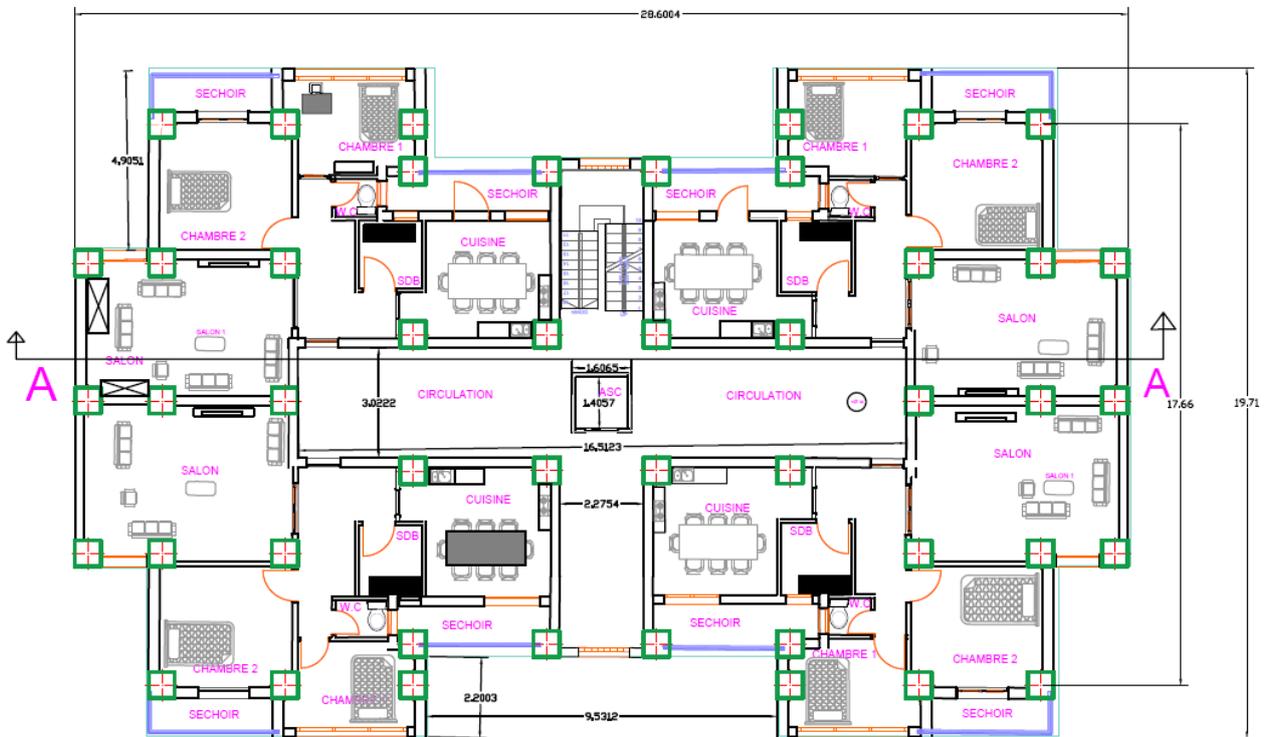


Figure 3 : Plan d'étage courant - Habitation.

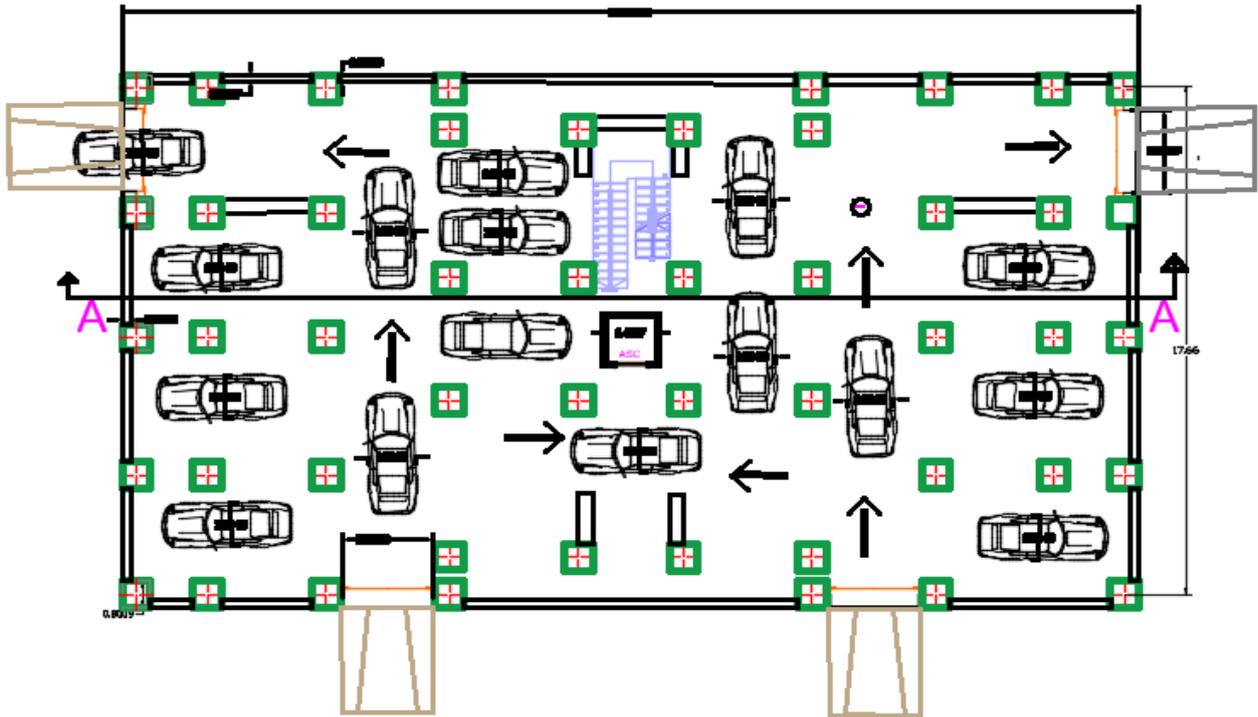


Figure 4 : Plan de sous-sol- Parking.

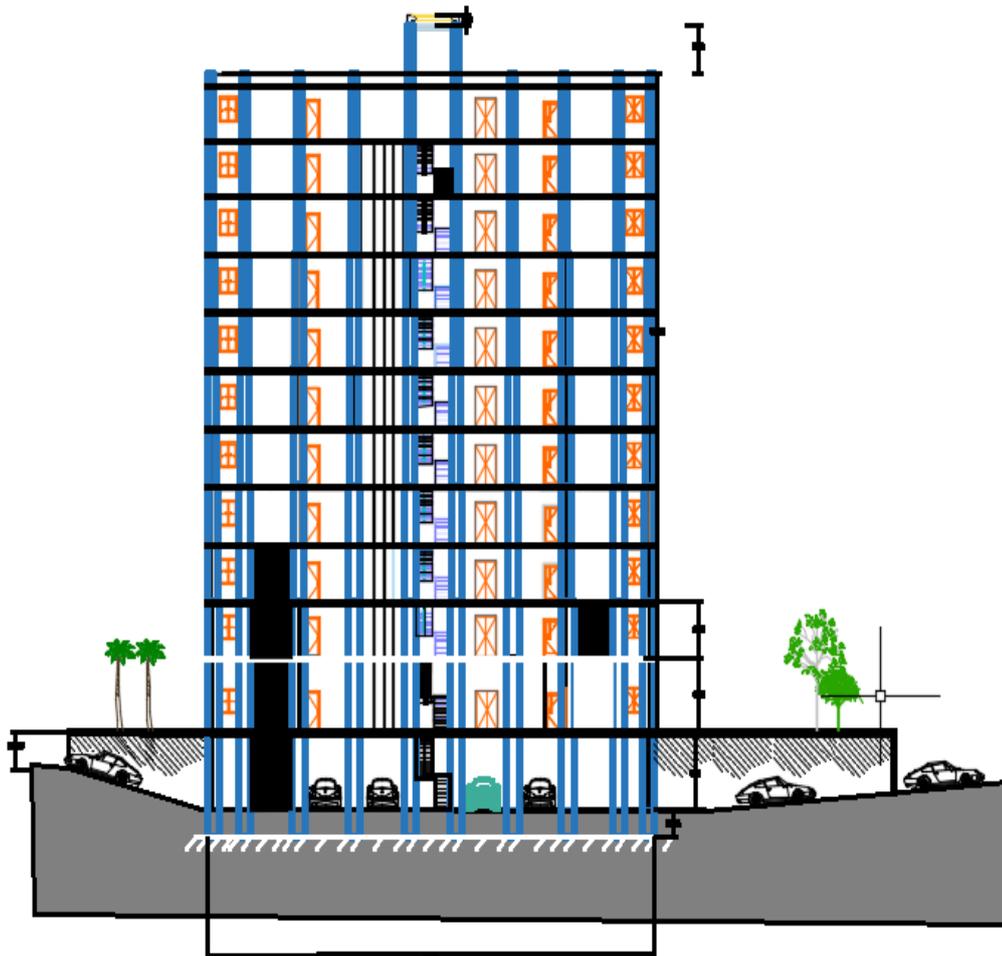


Figure 5 : Coupe en élévation (Coupe A-A).

6. DIFFERENTS ELEMENTS DE LA STRUCTURE

6.1. Superstructure

6.1.1. Les voiles

Les voiles constituent des éléments verticaux en béton armé positionnés dans les directions transversale et longitudinale. Ils exécutent deux fonctions primordiales :

- Assurer le transfert des charges verticales pour soutenir la structure.
- Fournir une résistance aux charges horizontales afin d'assurer le contreventement et d'assurer la stabilité de l'ensemble de la structure.

6.1.2. Les portiques :

Les portiques en béton armé se composent de poteaux et de poutres, et leur positionnement doit permettre de remplir les fonctions suivantes :

- Supporter les charges verticales et les surcharges.
- Transférer directement les efforts aux fondations.

6.2. Les éléments secondaires :

6.2.1. Les planchers :

Les planchers constituent des surfaces horizontales qui séparent les différents niveaux d'un bâtiment. Leur conception vise à supporter les charges et surcharges d'exploitation tout en satisfaisant aux normes d'isolation thermique et acoustique. De plus, ils facilitent le cheminement des diverses gaines et conduites telles que celles pour l'eau, le chauffage, l'électricité, etc.

Dans notre construction, on distingue deux types de planchers : le plancher en corps creux et le plancher en dalle pleine.

a- Le plancher en corps creux :

Il se compose d'une dalle de compression et d'un corps creux. Ce type de plancher est choisi pour des raisons économiques et présente une isolation thermique et acoustique efficace. Il est supporté par des poutrelles disposées parallèlement à la courte portée des travées, sur lesquelles reposent les corps creux (hourdis). Nous avons opté pour le plancher en corps creux pour les étages standards de notre structure.

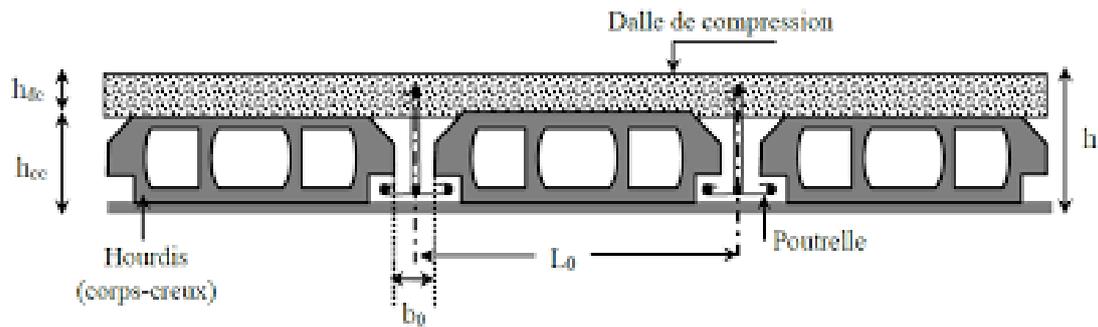


Figure 6: Le plancher en corps creux

b- Le plancher en dalle pleine :

Il est construit en béton armé et coulé sur place. Le rézeau de chaussée de notre structure est constitué de dalles pleines.

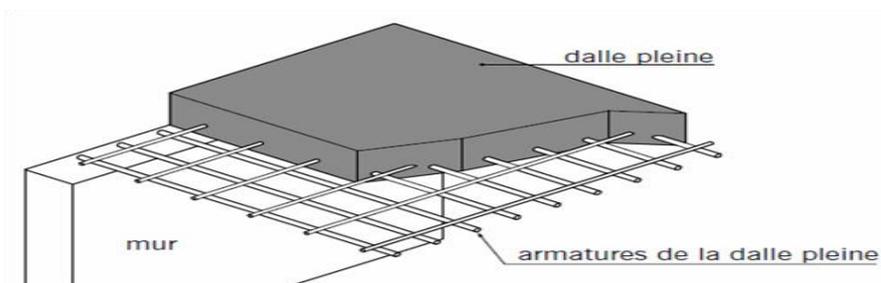


Figure 7: Le plancher en dalle pleine

6.2.2. Les escaliers :

Les escaliers constituent des éléments essentiels pour la transition d'un niveau à un autre à l'intérieur du bâtiment. À cet effet, une cage d'escaliers en béton armé est construite, avec du béton coulé sur place.

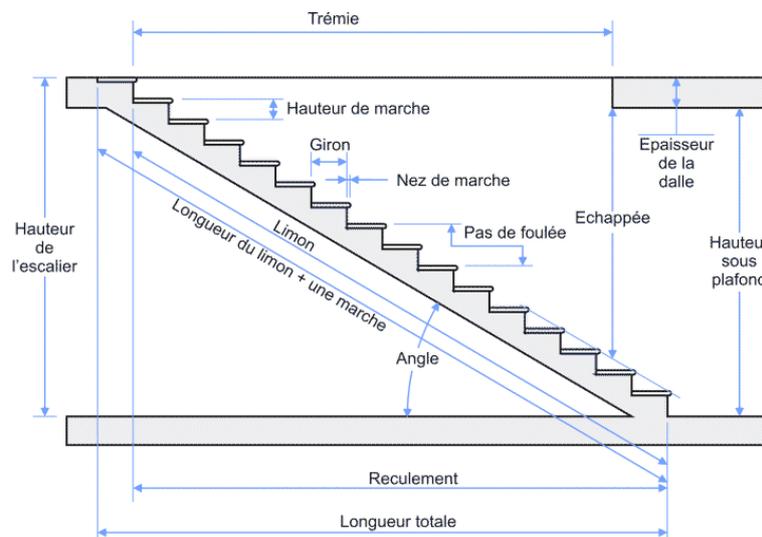


Figure 8: Les composants d'un escalier

6.2.3. Les balcons :

Un balcon représente une plateforme extérieure, généralement attenante à un étage élevé d'un bâtiment ou à une fenêtre, offrant un espace extérieur accessible depuis l'intérieur de la structure. Les balcons peuvent servir à des fins récréatives, de détente, ou simplement pour profiter de la vue extérieure. Ils sont habituellement construits avec des matériaux durables et peuvent présenter diverses tailles et conceptions adaptées à l'architecture et à l'usage prévu.

6.2.4. Maçonnerie :

Les cloisons intérieures sont érigées à partir de briques creuses d'une épaisseur variant entre 10 et 15 cm, tandis que les murs extérieurs sont formés de briques creuses à double paroi mesurant 25 cm (composées de 10 cm + 5 cm + 10 cm).

6.2.5. Revêtement :

- Les planchers et les escaliers seront revêtus de dalles de sol.
- Les salles d'eau et les cuisines seront pourvues de revêtements en céramique.
- Les murs extérieurs et les cages d'escaliers seront enduits de ciment.

6.3. Infrastructure

6.3.1. Fondations

L'infrastructure, composée des éléments structuraux des éventuels sous-sols et du système de fondation, doit constituer un ensemble résistant et rigide. Ce système doit être en mesure de transférer tant les charges sismiques horizontales que les charges verticales vers le sol, tout en limitant les tassements différentiels. Il est essentiel que le système de fondation soit homogène.

6.4. Type de coffrage utilisé

Les éléments structuraux verticaux, tels que les poteaux et les voiles, sont construits à l'aide de coffrages métalliques. En ce qui concerne les poutres, les planchers à corps creux et les escaliers, des coffrages en bois sont employés.

6.5. Règles de calcul :

Les règlements ci-dessous sont appliqués pour les calculs du projet :

- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99 version 2003 ; DTR-BC.2.48).
- Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR-BC.2.2).

- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton armé selon la Méthode des États Limites (BAEL91).

6.6. Les logiciels utilisés

- ETABS : Utilisé pour la modélisation de la structure.
- AutoCAD 2024 : Utilisé pour la création et modification des dessins des plans.
- Excel, Word et RDM 6 sont également utilisés dans le processus.

7. CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

Les matériaux employés pour édifier cet ouvrage, à savoir le béton et l'acier, seront choisis en accord avec les directives techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL 91) ainsi que les normes du règlement parasismique algérien RPA 99/version 2003.

7.1. Le Béton

Le béton est constitué d'un mélange précis de ciment, de granulats et d'eau.

7.1.1. Les matériaux composant le béton :

- Ciment : Le ciment agit en tant que liant. Sa qualité et ses propriétés dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite, ainsi que de la température de cuisson du mélange.
- Granulats : Les granulats incluent les sables et les graviers :
 - Sables : Les sables sont formés de grains provenant de la désagrégation des roches. Leur taille est généralement inférieure à 5 mm. Un bon sable contient des grains de divers calibres, mais doit comporter une prédominance de grains gros par rapport aux grains fins.
 - Graviers : Les graviers sont des grains rocheux dont la taille se situe généralement entre 5 et 25 à 30 mm. Ils doivent être durs, propres et non sensibles au gel. Les graviers peuvent être extraits des lits de rivières (matériaux roulés) ou obtenus par le concassage de roches dures (matériaux concassés).

7.1.2. La composition d'un mètre cube (1 m³) de béton ordinaire est de :

- 350 kg de ciment de type CPJ 42.5
- 400 kg de sable avec un diamètre maximal de 5 mm

- 800 kg de gravillons de taille 5/12,5 et 1/20
- 175 litres d'eau de gâchage.

La production de béton dépend de l'envergure du chantier. Elle peut être réalisée à l'aide d'une bétonnière de chantier pour des travaux de petite à moyenne taille, ou par l'installation d'une centrale à béton lorsque les volumes et les cadences deviennent importants et que la durée de la production sur place est prolongée.

7.1.3. La résistance du béton

a- À la compression

La résistance du béton est évaluée à l'âge de 28 jours en effectuant des tests sur des éprouvettes standardisées mesurant 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. Cette contrainte est notée f_{c28} et est déterminée en laboratoire par des essais de compression sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16 cm de diamètre, 32 cm de hauteur).

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} par :

$$\begin{array}{l}
 \text{- Pour des résistances } f_{c28} \leq 40\text{MPa} : \\
 f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } j < 60 \text{ jours.} \\ \\ \text{si } j > 60 \text{ jours.} \end{array} \right. \\
 f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 \text{- Pour des résistances } f_{c28} > 40\text{MPa} : \\
 f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{si } j < 28 \text{ jours.} \\ \\ \text{si } j > 28 \text{ jours.} \end{array} \right. \\
 f_{cj} = f_{c28}
 \end{array}$$

La résistance à la compression a 28 jours $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

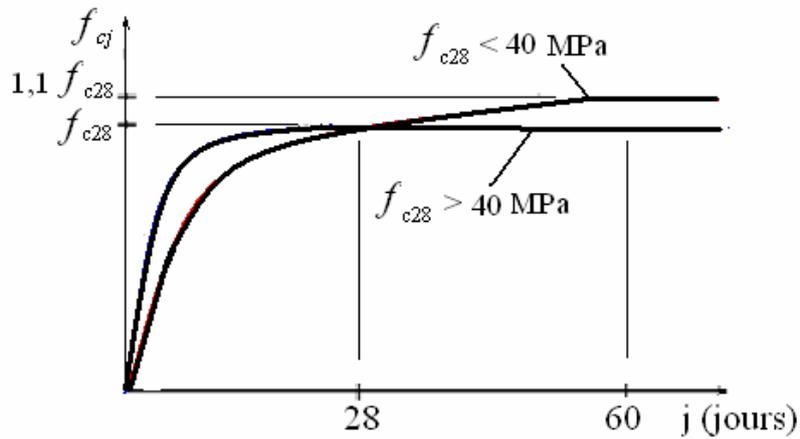


Figure 9 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton

b- À la traction

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} \quad \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

La résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

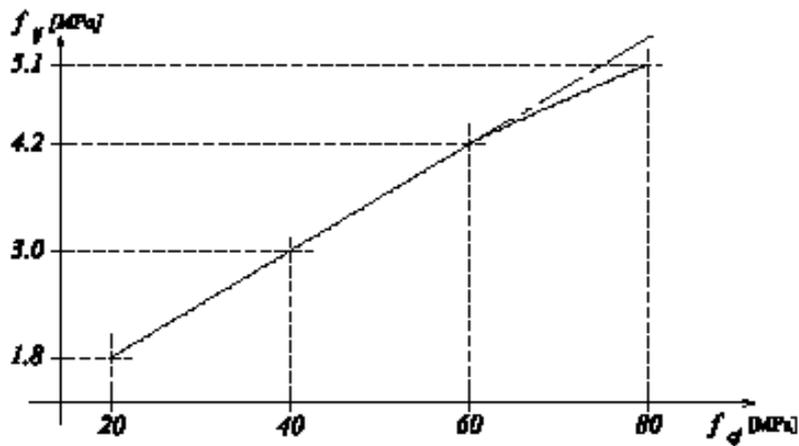


Figure 10 : Evolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}

7.1.4. Déformation longitudinale du béton

a- Module de Déformation longitudinale instantané

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure a 24 h, on admet a défaut de mesures, qu'a l'âge « j » jours, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \quad \text{MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa on a} \quad E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

b- Module de Déformation longitudinale différé

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale diffère. Ceci permet de calculer la déformation finale du béton. Elle est donnée par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa on a} \quad E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa.}$$

c- Coefficient de poisson

$\nu = 0.0$ dans le cas des Etats limites ultimes (E.L.U) (section fissurée)

$\nu = 0.2$ dans le cas des Etats limites de service (E.L.S) (section non fissurée).

7.1.5. Contraintes limites

a- Etat limite ultime ELU

- **Contrainte ultime de béton :**

Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur le diagramme de contraintes déformations.

Les déformations du béton sont :

$$-\varepsilon_{bc1} = 2^{\circ}/_{00}$$

$$-\varepsilon_{bc2} = 3.5^{\circ}/_{00} \text{ Si } \rightarrow f_{cj} \leq 40 \text{ Mpa}$$

$$-\text{Min}(4.5; 0.025f_{cj})^{\circ}/_{00} \text{ Si } \rightarrow f_{cj} \geq 40 \text{ Mpa}$$

- la valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

Avec :

- ❖ γ_b : coefficient de sécurité partiel (1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles)

❖ μ : un coefficient qui tient compte de la durée d'application des charges :

$\mu = 1$ si la durée est supérieure à 24h

$\mu = 0.9$ si la durée est comprise entre 1h et 24h.

$\mu = 0.85$ dans les autres cas.

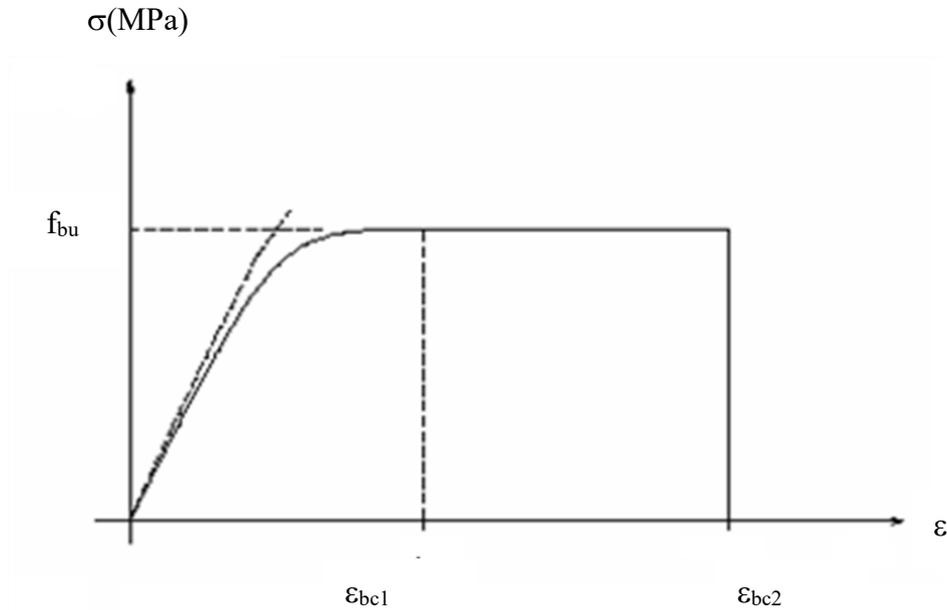


Figure 11 : Diagramme de contrainte déformation du béton à l'ELU

b- Etat limite de service

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles, et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte, la loi de Hooke de l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à cet état, avec des charges de longue durée ($E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0.2$). La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

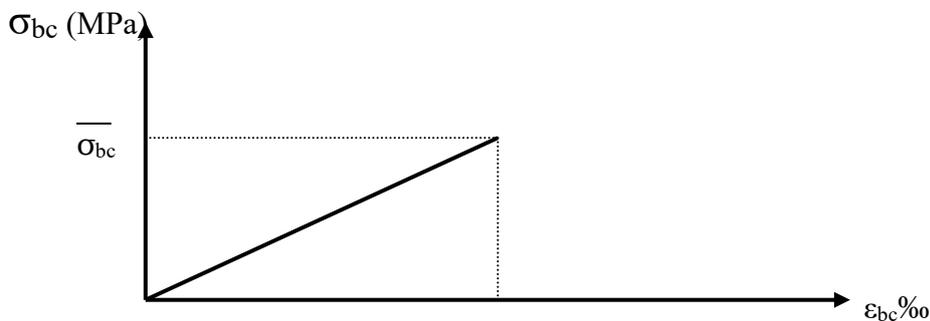


Figure 12 : Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'E.L.S

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

Contrainte admissible de cisaillement :

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right)$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \tau_{adm} = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right)$$

$$\text{Contrainte ultime de cisaillement : } \tau_u = \frac{T_u}{b_o * d}$$

Avec :

- ❖ T_u : Effort tranchant
- ❖ b_o : Largeur de la pièce
- ❖ d : Hauteur utile de la pièce.

La contrainte limite de cisaillement est limitée par : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

7.2. L'Acier

L'acier est un alliage principalement composé de fer avec de faibles pourcentages de carbone. Il possède une résistance élevée à la traction et à la compression, et son excellente adhérence au béton en fait un matériau homogène. Les aciers utilisés dans le béton armé sont classés selon leur nuance et leur état de surface, conformément aux spécifications du BAEL91.

7.2.1. Caractéristiques mécaniques

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier. Ce modèle est en fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

La valeur de la limite d'élasticité f_e est garantie par le fournisseur.

c- Types et caractéristiques des aciers

Table 1 : c- Types et caractéristiques des aciers

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant.
	F _e E24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA	F _e E40	400	Emploi courant.

Type 1 et 2	F _e E50	500	
Fils tréfile HA	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Type 3	F _e TE50	500	
Fils tréfile lisses	TL50 Φ > 6mm	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
Type 4	TL50 Φ ≤ 6mm	520	

7.2.2. Contrainte limite

a- Etat limite ultime

Le comportement des aciers pour le calcul à l'état limite ultime vérifie une loi du type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme de contrainte-déformation suivant.

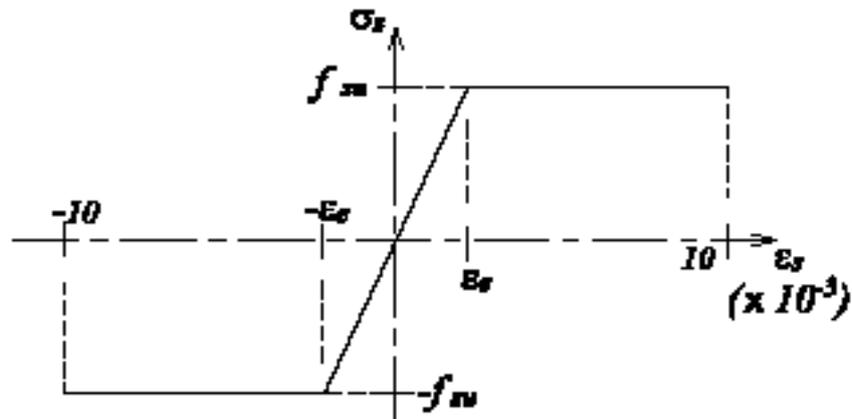


Figure 13 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier à l'ELU

Pour un acier à haute adhérence ayant $f_e = 400$ MPa :

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s$$

$$\varepsilon_{es} = \sigma_s / E_s \quad E_s = 200000 \text{ MPa.}$$

γ_s : coefficient de sécurité

$$\gamma_s = 1 \text{ situations accidentelles} \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ cas général} \quad \Rightarrow \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

b- Etat limite de service

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

Fissuration peu nuisible : pas de limitation.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{ij}})$.

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \max(0.4f_e ; 88\sqrt{\eta f_{tj}})$.

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses (RL)

$\eta = 1.6$ pour les aciers à hautes adhérences

7.2.3. Caractéristiques mécaniques :

Le critère mécanique utilisé pour les justifications est la limite d'élasticité garantie, notée $\langle f_e \rangle$.
Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est de $E_s = 200\,000$ MPa.

a- Diagramme des déformations limites de la section :

Règle des trois pivots :

Le problème consiste à déterminer les positions limites du diagramme des déformations d'une section de manière à ce qu'aucune des déformations limites précédemment établies ne soit dépassée. La section est soumise à l'État Limite Ultime (ELU) selon divers types de sollicitations normales, comprenant la traction pure, la traction excentrée, la flexion simple, la flexion composée et la compression pure.

Hypothèses de calcul :

- 1) Hypothèse de Navier : les sections droites demeurent planes après déformations ;
- 2) Aucun glissement relatif n'existe entre les armatures d'acier et le béton ;
- 3) La résistance à la traction du béton est négligée en raison de la fissuration ;
- 4) Le diagramme contrainte-déformation du béton est tel que défini à la figure 5 ;
- 5) Le diagramme contrainte-déformation de l'acier est conforme à celui défini à la figure 8 ;
- 6) Les positions possibles du diagramme des déformations d'une section droite passent par au moins l'un des trois pivots définis ci-dessous

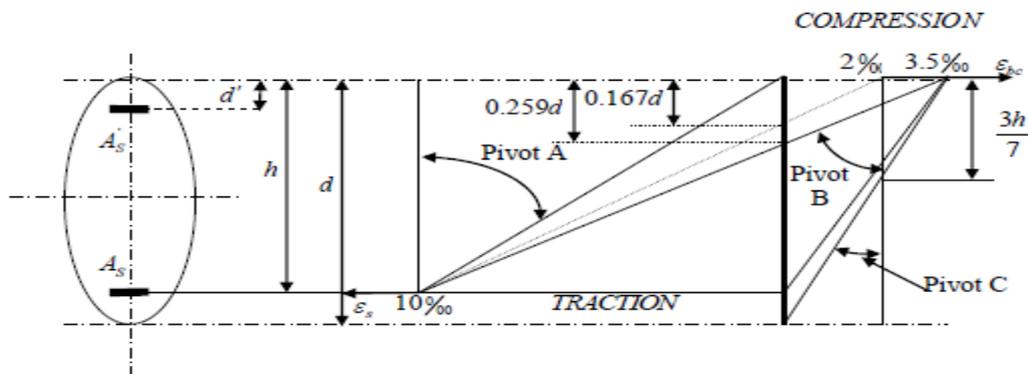


Figure 14 : Diagramme des déformations limites de la section

Chapitre 2

DESCENTE DE CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

CHAPITRE II : DESCENTE DE CHARGES ET PRÉDIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

1. INTRODUCTION

L'objectif du prédimensionnement est de déterminer les dimensions des divers éléments constituant la structure, en se référant aux recommandations du RPA99/Version 2003, du CBA93/BAEL 91. Cependant, ces dimensions ne sont pas définitives et peuvent être sujettes à des ajustements après des vérifications ultérieures lors de la phase de dimensionnement. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification de la résistance, de la stabilité et de la durabilité de l'ouvrage face aux sollicitations ultérieures.

- Sollicitations verticales

Ces charges résultent des charges permanentes et des surcharges d'exploitation, transmises des planchers aux poutrelles, puis aux poteaux, et enfin au sol via les fondations.

- Sollicitations horizontales

Elles proviennent généralement des séismes pour les constructions en béton armé et sont absorbées par les éléments de contreventement tels que les voiles et les portiques.

2. LES CHARGES RÉGLEMENTAIRES

Les charges réglementaires prises en compte sont :

Les charges permanentes qui représentent le poids mort.

Les charges d'exploitation ou surcharges.

2.1. Les charges permanentes G

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

2.2. Les charges d'exploitation Q

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage d'habitation, est a priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans

le Document Technique Règlementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

3. DESCENTE DES CHARGES

3.1. Plancher terrasse inaccessible

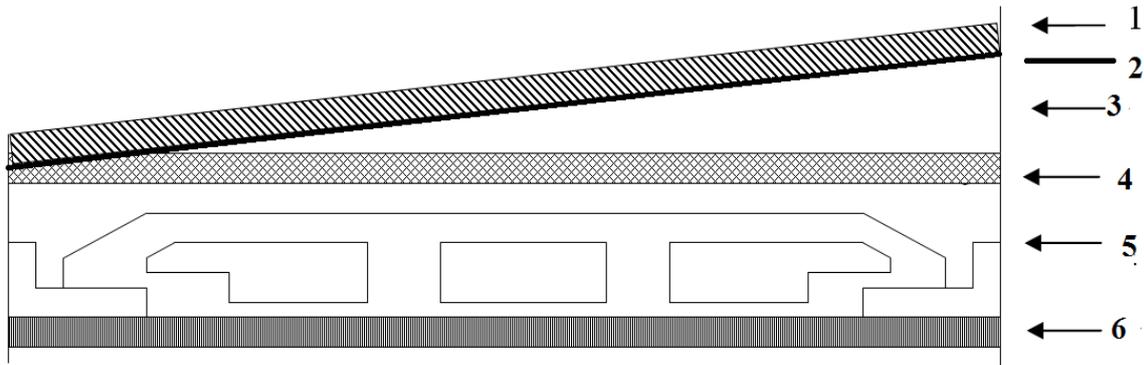


Figure 15 : Schéma d'un plancher terrasse.

	Epaisseur (Cm)	Poids volumique (Kg/m ³)	Poids surfacique (Kg/m ²)
- Protection gravillon	5	1700	85
- Etanchéité multicouches	7	200	14
- Forme de pente	10	2200	220
- Liège et isolation thermique	4	25	1
- Corps creux et table de compression	(16+4)	1400	280
- Enduit en ciment	2	18	36
		Total	636

Table 2 : Descente de charge de Plancher terrasse inaccessible.

G = 636 kg/m² Q = 100 kg/m²

3.2. Plancher d'étage courant à usage d'habitation

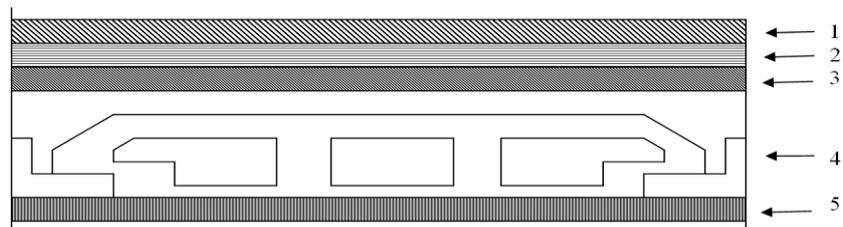


Figure 16- Schéma d'un plancher d'étage courant

	Épaisseur (Cm)	Poids volumique (Kg/m ³)	Poids surfacique (Kg/m ³)
- Dalle de sol (2 cm)	2	2000	40
- Mortier de pose (2 cm)	2	2000	40
- Lit de sable (3 cm).	3	1800	54
- Corps creux et table de compression	(16+5)	1400	280
- Enduit en ciment	2	1800	36
- Cloison de séparation			100
		Total	550

Table 3 - Descente de charge de plancher étage courant.

G = 550 kg/m². Q = 150 kg/m²

3.3. Plancher RDC (dalle pleine) a usage commerce :

	Épaisseur (Cm)	Poids volumique (Kg/m ³)	Poids surfacique (Kg/m ³)
- Carrelage d'épaisseur (2cm)	2	2000	40
- Mortier de pose d'épaisseur (2cm)	2	2500	50
- Lit de sable d'épaisseur (3cm)	3	1800	54
- Dalle pleine 16 cm	16	2500	400
- Enduit de ciment	1,5	1800	27
		Total	571

Table 4 : Descente de charge de plancher RDC.

G = 571 kg/m². Q = 250 kg/m²

Plancher	Usage	G kg/m ²	Q kg/m ²	ELU kg/m ²	ELS kg/m ²
Plancher Terrasse	Terrasse	636,00	100	1008,60	736,00
2 ^{eme} - 10 ^{eme} Étage	Habitation	550,00	150	9675,50	700,00
1 ^{ere} Etage	Bureaux	550,00	250	1117,50	800,00
RDC	Commerce	571,00	250	1145,90	821,00

Table 5 : Tableau des charges a ELU et ELS

3.4. Maçonnerie

3.4.1. Murs extérieurs

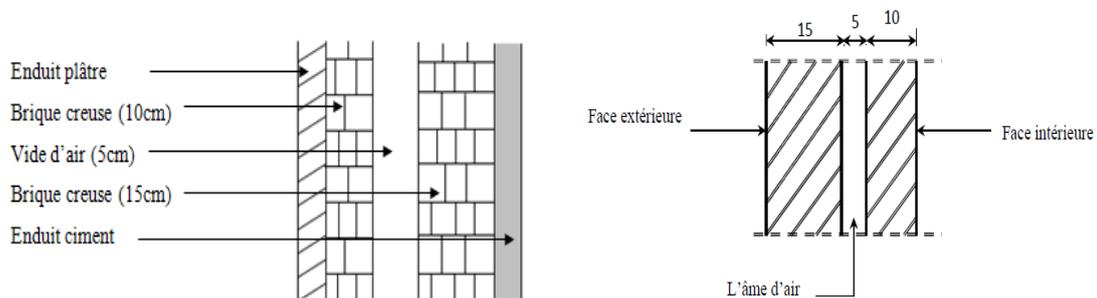


Figure 17: Coupe transversale d'un mur de façade.

	Épaisseur (cm)	Poids surfacique (kg/m ²)
- Enduit extérieure en ciment (2cm)	2	36
- Briques creuses (15 cm)	15	130
- Brique creuse (10 cm)	10	90
- Enduit intérieur en ciment (2cm)	2	36
		292

Table 6 : Descente de charge de murs extérieurs.

$$G = 292 \text{ kg/m}^2.$$

3.4.2. Murs intérieurs

	Épaisseur (cm)	Poids surfacique (kg/m ²)
- Enduit ciment extérieur (02 cm)	2	36
- Briques creuses (10 cm)	10	90
- Enduit de ciment (2 cm)	2	36
		162

Table 7: Descente de charge de murs intérieurs.

$$G = 162 \text{ kg/m}^2$$

3.5. Acrotère

a- La surface

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.08) + (0.1 \times 0.02) / 2$$

$$S = 0.069 \text{ m}^2$$

b- Le poids propre de l'acrotère :

$$G_1 = \rho \times S$$

$$P = 2500 \times 0,069 = 172,5 \text{ Kg/ml}$$

c- Revêtement en ciment (ep=2cm)

$$\text{Surface de revêtement} = 0,6 + 0,1 + 0,1 + 0,1 + 0,08 + 0,1 + 0,5$$

$$G_2 = (1800 \times 0.02 \times 1,58) \times 1 \text{ml} = 56,88 \text{ kg/ml}$$

d- Poids totaux :

$$G = 229,38 \text{ kg/ml}$$

$$Q = 100 \text{ kg/ml}$$

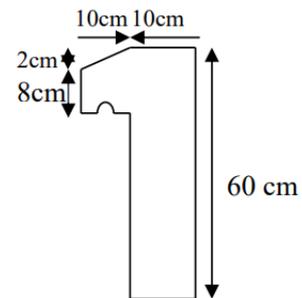


Figure 18 : Schéma de l'acrotère

4. PRE DIMENSIONNEMENT

4.1. Pre dimensionnement des poutres

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes :

- Critère de rigidité (critère de flèche).
- Condition de la règle parasismique algériennes R.P.A 99 Version 2003.

4.1.1. Critère de flèche (règle de BAEL91)

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

Avec h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

L : portée de la poutre (entre axe)

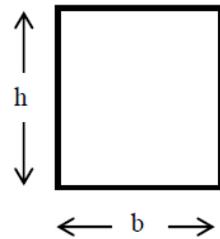


Figure 19: La section d'une poutre.

4.1.2. Condition selon les règles parasismiques algériennes RPA99 V 2003

$$\begin{cases} h \geq 30cm \\ b \geq 20cm \text{ (zones I et IIa)} \\ b \geq 25cm \text{ (zones IIb et III)} \\ \left(\frac{h}{b}\right) \leq 4 \\ b_{max} \leq 1,5h + b_1 \end{cases}$$

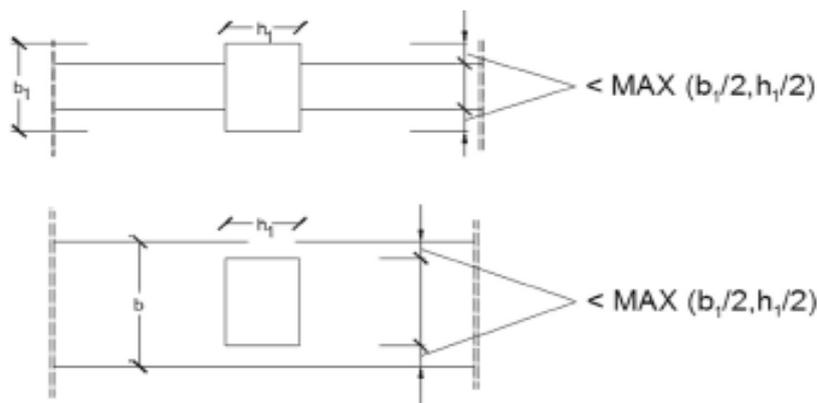


Figure 20: Dimensions à respecter pour les poutres selon RPA99 V 2003.

4.1.3. Poutres principales

a- Condition de rigidité

$$L_{\max} = 453 \text{ cm}$$

$$\frac{453}{15} \leq h \leq \frac{453}{10} \Rightarrow 30,2 \text{ cm} \leq h \leq 45,3 \text{ cm} \quad \text{On prendre } h = 35 \text{ cm}$$

$$0,3 \cdot 35 \leq b \leq 0,7 \cdot 35 \Rightarrow 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prendra : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$

Donc : la section de la poutre principale est de dimension $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

b- Vérifications des conditions imposées par le RPA99 V2003

- $b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ C.V
- $H = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ C.V
- $h/b = 1,17 \leq 4$ C.V
- $b_{\max} \leq 1,5h + b_1 = 82,5 \text{ cm}$ C.V
- Supposons une Poteau de dimensions $(b_1, h_1) = (30, 30) \text{ cm}$

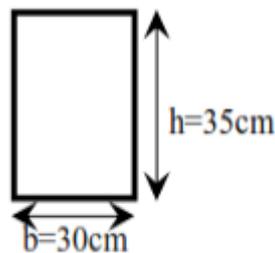
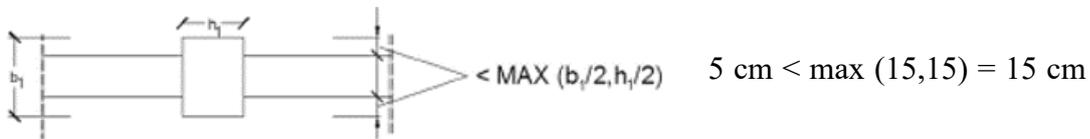


Figure 21: Section d'une poutre principale.

4.1.4. Poutres secondaires

a- Condition de rigidité

$$L = 393 \text{ cm}$$

$$\frac{393}{15} \leq h \leq \frac{393}{10} \Rightarrow 26,2 \text{ cm} \leq h \leq 39,3 \text{ cm} \quad \text{on prendre } h = 30 \text{ cm}$$

$$0,3 \cdot 30 \leq b \leq 0,7 \cdot 30 \Rightarrow 9 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On prendra : $b= 30\text{cm}$; $h= 30\text{ cm}$

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

b- Vérifications des conditions imposées par le RPA99 V2003

- $b= 30\text{ cm} > 20\text{cm}$ C.V
- $h= 30\text{ cm} > 30\text{cm}$ C.V
- $h/b= 1 \leq 4$ C.V
- $b_{max} \leq 1,5h + b_1 = 75\text{ cm}$ C.V
- Supposons une Poteau de dimensions $(b_1, h_1) = (30, 30)\text{ cm}$

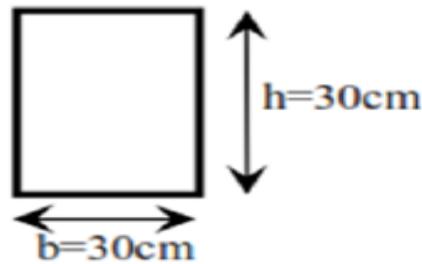
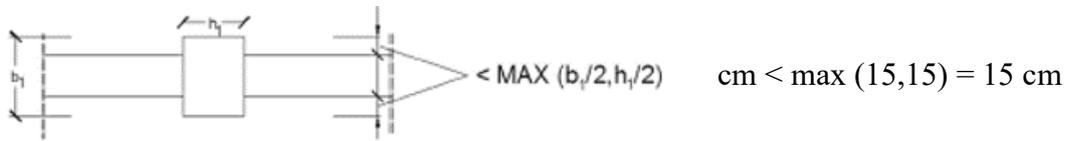


Figure 22: Section d'une poutre secondaire.

Type de poutres	Section adoptée $(b \times h)\text{ (cm}^2\text{)}$
Principaux	(30×35)
Secondaires	(30×30)

Table 8 : Tableau des sections des poutres.

4.2. Pré dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation.
- Les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes (max 4 m).
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

4.2.1. Epaisseur du plancher

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

L'épaisseur du plancher sera déduite comme suit :

- Résistance au feu
- Isolation phonique
- Résistance à la flexion
- Condition de flèche

4.2.2. Prédimensionnement des planches a corps creux

Le plancher à corps creux est constitué de poutrelles régulièrement espacées, disposées selon la petite portée, et d'éléments creux intégrés (corps creux).

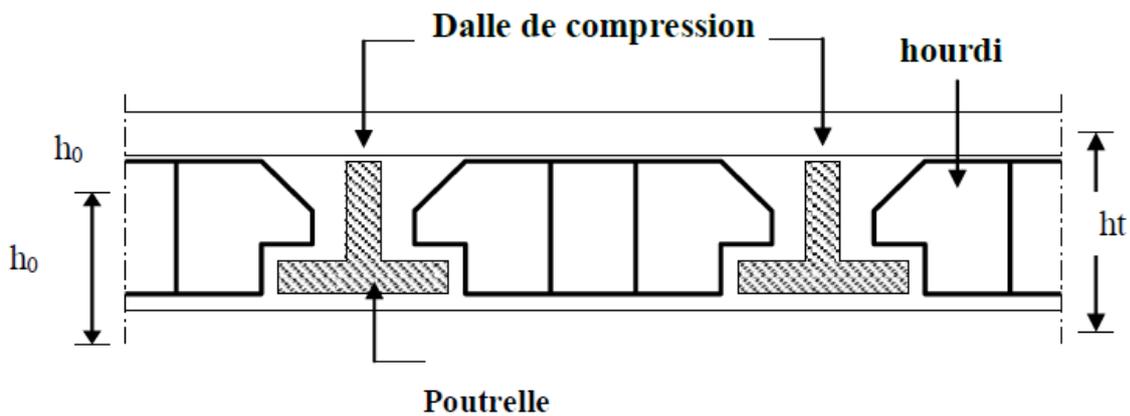


Figure 23 : Schéma de planche a corps creux

Avec :

- ❖ h_t : épaisseur totale du plancher.
- ❖ h_0 : épaisseur de la dalle de compression.
- ❖ h_1 : épaisseur de corps creux.

a- Condition de résistance

Le dimensionnement du plancher à corps creux est déterminé selon la condition de rigidité suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

(L) : la plus grande portée entre nus d'appuis de poutrelles. Il est dans la direction de la disposition des solives.

$$L = 393 \text{ cm}$$

$$\frac{393}{25} \leq ep \leq \frac{393}{20} \Rightarrow 15,72 \leq h_t \leq 19,65$$

On choisit $h_t = 20 \text{ cm}$

b- Condition d'isolation acoustique :

- Contre les bruits aériens ; $2500 \times h_d \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$
- Contre les bruits impacts ; $2500 \times h_d \geq 400 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16 \text{ cm}$

On choisit $h_d = 16 \text{ cm}$

c- Résistance au feu :

- $h_d = 7 \text{ cm}$ pour une heure de feu.
- $h_d = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de feu.
- $h_d = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de feu.

d- Condition de flèche :

Nous devons vérifier que la flèche maximale f_{max} subie par la dalle est inférieure aux valeurs limites des flèches fixées par l'article B65.3 du CBA93.

$f_{\text{max}} < L_{\text{max}} / 500$; si la portée L est au plus égale à 5m.

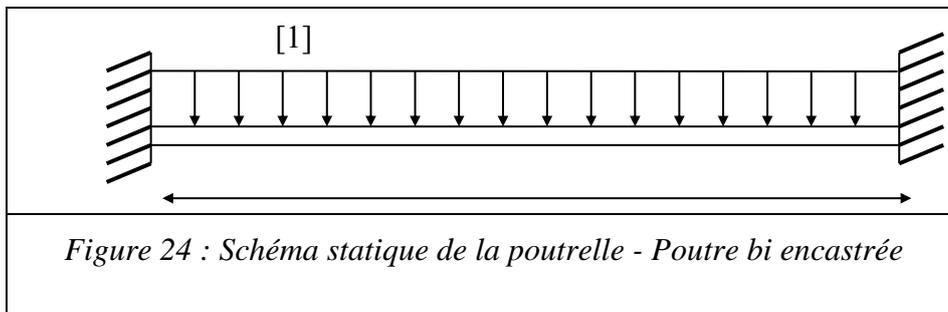
$f_{\text{max}} < 0.5 \text{ cm} + L_{\text{max}} / 1000$; si la portée L est supérieure à 5m.

Dans notre cas ($L_{\text{max}} < 5\text{m}$), on doit vérifier la condition suivante :

$$f_{\text{max}} < L_{\text{max}} / 500$$

Tel que : f_{max} : flèche maximale de la poutrelle

L_{max} : portée maximale de la poutrelle



Comme il est schématisé dans la figure ci-dessus, on suppose que la poutrelle travaille comme une poutre encastree aux deux extremités en considerant une bande de 1m de largeur et de 3.8 m de longueur. La valeur maximale de la flèche sera donnée par :

$$\left\{ \begin{array}{l} f \frac{L_x}{500} \max \\ f \frac{5 \cdot q \cdot L_x^4}{384 \cdot E \cdot I_{\max}} \\ I = \frac{b \cdot e^3}{12} \Rightarrow e^3 = \sqrt{\frac{30000 \cdot q \cdot L_x^3}{384 \cdot b \cdot E}} \end{array} \right.$$

Avec :

$$E = 1100 \sqrt{f_{c28}} = 3216,42 \text{ MPa}$$

En considerant le Plancher du premiere étage (cas le plus defavorable en corps creux) :

$$G = 550 \text{ kg/m}^2. \quad \text{Charge Permanente}$$

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2. \quad \text{Charge d'exploitation}$$

$$\Rightarrow q = 1.35G + 1.5Q = 1117,50 \text{ kg/ml}$$

$$\Rightarrow e \geq 10,22 \text{ cm} \quad \text{on choisit } e = \mathbf{12 \text{ cm}}$$

Après la vérification de l'ensemble des conditions l'épaisseur finale du plancher est déduite de l'équation :

$$e = \max \{20, 16, 12\} \text{ (cm)}$$

$$e = 20 \text{ cm}$$

Une épaisseur de plancher de 20 cm est sélectionnée, se décomposant en une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur associée à un corps creux de 16 cm de hauteur.

$h_0 = 4 \text{ cm}$: épaisseur de la dalle de compression.

$h = 16 \text{ cm}$: hauteur du corps creux.

4.2.3. Poutrelles :

Les poutrelles sont disposées selon la plus petite portée pour réduire la flèche. La section transversale de la poutrelle est assimilée à une forme en "T".

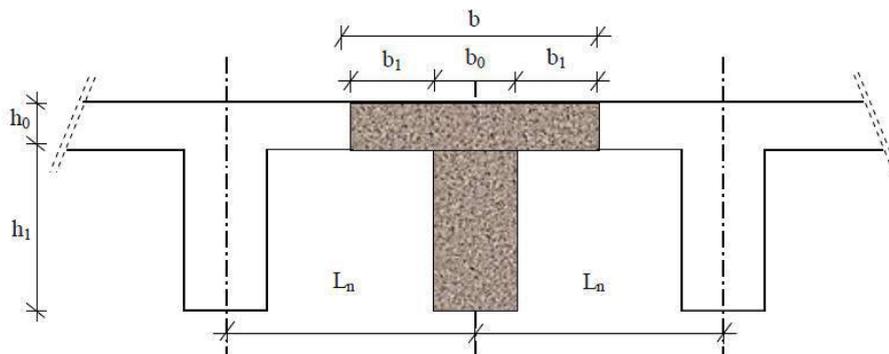


Figure 25 : Schéma de poutrelle.

Avec

- ❖ L_n : distance entre axes de nervures ; $L_n = 60 \text{ cm}$ [DTR B.C.2.2 Annexe C3]
- ❖ h_0 : hauteur e la dalle de compression.
- ❖ b_0 : épaisseur de la nervure.
- ❖ L : portée entre nus d'appuis ; $L=3.93 \text{ m}$

Selon les règles du BAEL91, la longueur de la dalle de compression sera calculée en fonction de la plus petite des valeurs suivantes de « b_1 ».

$$b_1 \leq \frac{L}{10}$$

$$b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2}$$

$$b_1 \geq (6 \div 8) h_0.$$

a- Détermination de b_0

$$b_0 \geq (0,4 \div 0,8) h_t.$$

$$b_0 \geq (0,4 \div 0,8) 20 \Rightarrow 8 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm}$$

On prendra $b_0 = 12 \text{ cm}$.

b- Détermination de b_1

$$b_1 \leq \frac{393}{10} = 39,3 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm}$$

$$b_1 \geq (6 \div 8) 4 = 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$$

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

La largeur de la dalle de compression est donc : $b = (2 \times 24) + 12 = 60 \text{ cm}$

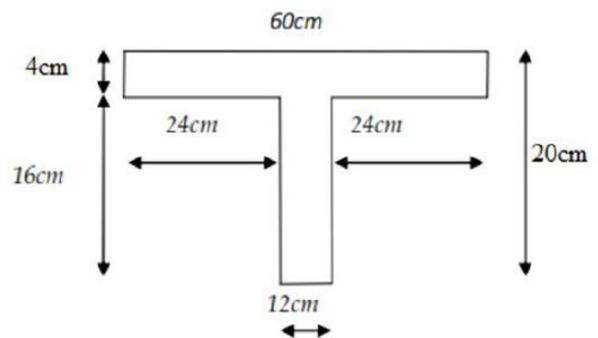


Figure 26: Dimension de poutrelle.

4.2.4. Plancher dalle pleine :

Dans notre bâtiment, le rez-de-chaussée (RDC) est constitué d'une dalle pleine. L'épaisseur de cette dalle dépend à la fois des exigences d'utilisation telles que la résistance au feu et l'isolation phonique, ainsi que des contrôles de résistance structurelle.

a- Condition de résistance à la flexion (BAEL91) :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, la hauteur de la dalle h_d est déterminée comme suit

- i. Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens

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

➤ La charge doit être uniformément repartie.

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

ii. Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens

$$\rho \geq 0,4 \leq \rho \leq 1$$

➤ La charge doit être uniformément repartie, ou bien la dalle est soumise à une charge concentrée.

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

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : plus petite dimension du panneau de dalle.

L_y : plus grande dimension du panneau de dalle.

Vérification si la dalle porte dans un seul sens :

$$\begin{cases} L_x = 393 \text{ cm} \\ L_y = 453 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{393}{453} = 0,867 \quad \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1$$

Donc la dalle porte dans 2 directions.

- Dalle reposant sur deux appuis : $L_x/35 \leq h_d \leq L_x/30$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/50 \leq h_d \leq L_x/40$

Dans notre cas les dalles reposant sur 4 appuis ont une portée $L_x=363$.

$$h_d = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) 393 \Rightarrow 7,86 \leq h_d \leq 9,825 \quad \text{on prendra } h_d = 10 \text{ cm}$$

b- Condition d'isolation acoustique :

- Contre les bruits aériens ; $2500 \times h_d \geq 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 14 \text{ cm}$
- Contre les bruits impacts ; $2500 \times h_d \geq 400 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow h_d = 16 \text{ cm}$

On prendra $h_d = 16 \text{ cm}$

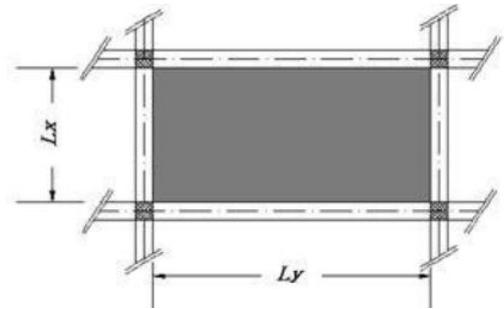


Figure 27: dimensions de panneau de dalle.

c- Résistance au feu :

- $h_d = 7$ cm pour une heure de feu.
- $h_d = 11$ cm pour deux heures de feu.
- $h_d = 17,5$ cm pour quatre heures de feu.

Pour satisfaire les conditions ci-dessus, on adopte une épaisseur pour la dalle pleine :

On opte pour une épaisseur de **16 cm**.

4.3. Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appuis pour transmettre les charges aux fondations. Le calcul de la section du béton sera faite en compression centré, les règles CBA 93 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque côté en tenant compte de la ségrégation du béton.

4.3.1. Méthode de calcul

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : l'effort normal ultime N_u agissant dans un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right) \quad \Rightarrow \quad B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc} + 0,85 f_e A}{0,9 \gamma_s B_r}}$$

Tel que :

B_r : Section réduite du poteau (en cm^2).

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : Résistance à la compression du béton = 25MPa.

f_{bc} : $0,85 (f_{c28}/\gamma_b) = 14,17$ MPa.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400MPa.

$f_e / \gamma_s = 400/1,15 = 347,83$ MPa

γ_b : 1,5 et γ_s : 1,15.

β : Coefficient de correction qui dépend de l'élancement mécanique λ des poteaux et qui prend les valeurs suivantes :

$\beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$ si $\lambda \leq 50$.

$\beta = 0,85\lambda^2/1500$ si $50 < \lambda < 70$.

On se fixe sur un élanement mécanique par exemple $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

D'après RPA99/ version 2003 : $A/B_r = 0,80\%$ (zone IIa)

$$B_r \geq \frac{\beta * Nu}{\left(\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 * \left(\frac{0,8}{100}\right) * \frac{f_e}{\gamma_s}\right)} \Rightarrow B_r [m^2] \geq \left[\frac{1,2 * Nu}{\left(\frac{14,17}{0,9} + 0,85 * \left(\frac{0,8}{100}\right) * 347,83\right)} \right] * 10 = 0,662765 Nu_u [t]$$

$$B_r(m^2) \geq 0.00662765 Nu(t)$$

a- Calcul des surfaces revenant à chaque poteau :

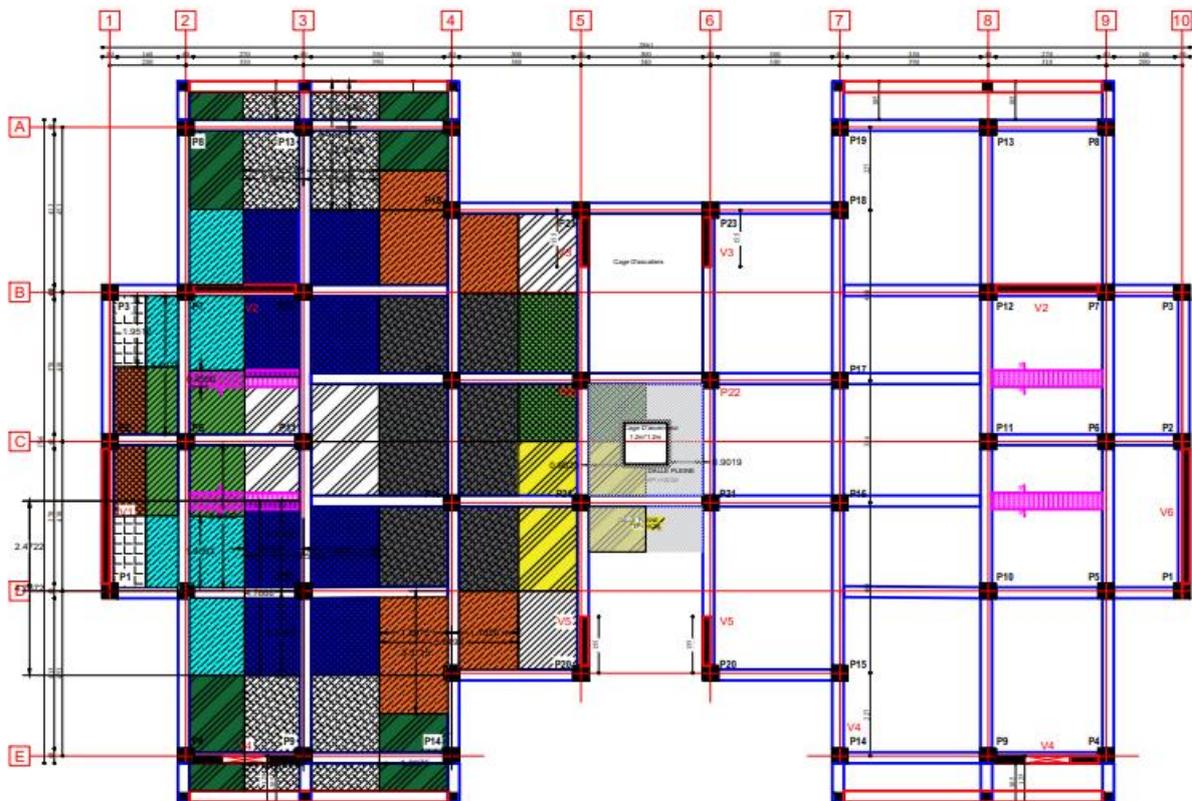


Figure 28 : Vue en plan portant numérotations des poteaux

Table 9 : Surface offerte aux poteaux de rive, d'angle et centraux.

Poteaux d'angle	Surfaces (m ²)	Poteaux de rive	Surfaces (m ²)	Poteaux centraux	Surfaces (m ²)
P1	1.65	P2	3.21	P6	8.56
P3	1.65	P9	9.32	P10	14.26
P4	4.15	P13	9.57	P11	9.52
P5	7.73	P23	3.33	P12	13.805
P7	7.53			P16	12.50
P8	4.09			P17	12.51
P14	3.26			P22	7.88
P15	9.05				
P18	8.96				
P19	3.32				
P20	3.34				
P21	9.59				

b- Majoration des surfaces :

Les poteaux ayant des surfaces offertes différentes, on prendra la valeur la plus importante correspondante à chaque niveau.

Les poteaux centraux : $S_1 = 14.26 \times 1,15 = 16.40 \text{ m}^2$.

Les poteaux de rive : $S_2 = 9.57 \times 1 = 9.57 \text{ m}^2$.

Les poteaux d'angle : $S_3 = 9.59 \times 1 = 9.59 \text{ m}^2$.

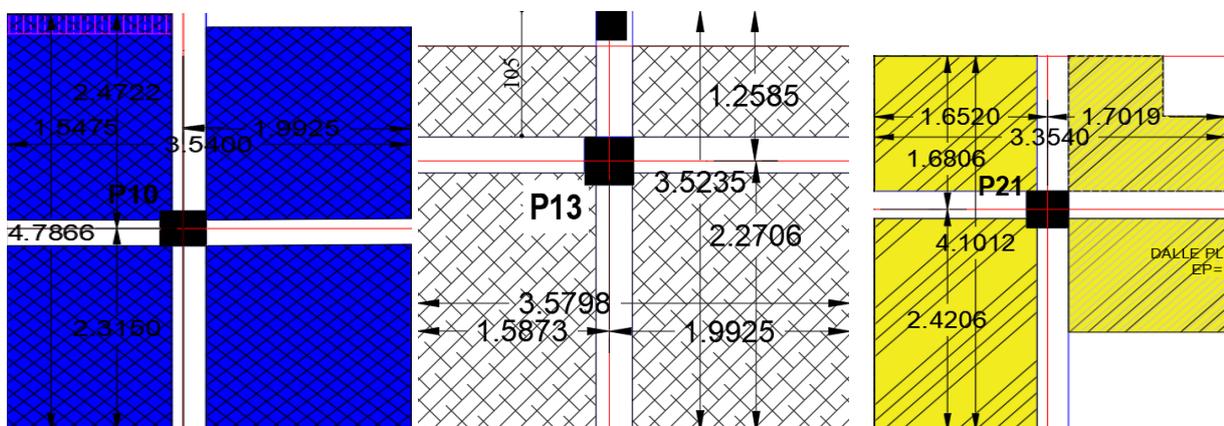


Figure 29 : Vue en plan des surfaces revenant aux poteaux centraux, poteaux de rive et poteaux d'angle respectivement.

b- Calcul des charges et surcharges revenant au poteau

- **Poteaux centraux :**

- **Terrasse :**

Plancher	$0,636 \times 16,40 = 10,43$ t
Poutre	$(4,79 \times 0,3 \times 0,35 + 3,54 \times 0,3 \times 0,3) \times 2,5 = 2,05$ t
Surcharges	$0,100 \times 16,40 = 1,64$ t
G = 12,48 t.	Q = 1,64 t.

- **Etage courant :**

Plancher	$0,550 \times 16,40 = 9,02$ t
Poutre	$(4,79 \times 0,3 \times 0,35 + 3,54 \times 0,3 \times 0,3) \times 2,5 = 2,05$ t
Surcharges.....	$0,150 \times 16,40 = 2,46$ t
G = 11,07 t.	Q = 2,46 t

- **Premier étage :**

Plancher	$0,550 \times 16,40 = 9,02$ t
Poutre	$(4,79 \times 0,3 \times 0,35 + 3,54 \times 0,3 \times 0,3) \times 2,5 = 2,05$ t
Surcharges	$0,250 \times 16,40 = 4,1$ t
G = 11,07 t.	Q = 4,1 t

- **RDC :**

Plancher	$0,571 \times 16,40 = 9,36$ t
Poutre	$(4,79 \times 0,3 \times 0,35 + 3,54 \times 0,3 \times 0,3) \times 2,5 = 2,05$ t
Surcharges	$0,250 \times 16,40 = 4,1$ t
G = 11,41 t.	Q = 4,1 t

- **Poteaux de rive :**

- **Terrasse :**

Plancher	$0,636 \times 9,57 = 6,09$ t
Poutre	$(3,52 \times 0,3 \times 0,35 + 3,58 \times 0,3 \times 0,3 + 0,3 \times 0,2 \times 3,80) \times 2,5 = 2,03$ t
Surcharges	$0,100 \times 9,57 = 0,96$ t
G = 8,12 t.	Q = 0,96 t.

- Etage courant :

Plancher	$0,550 \times 9,57 = 5,26$ t
Poutre	$(3,52 \times 0,3 \times 0,35 + 3,58 \times 0,3 \times 0,3 + 0,3 \times 0,2 \times 3,80) \times 2,5 = 2,03$ t
Surcharges.....	$0,150 \times 9,57 = 1,44$ t
G = 7,29 t.	Q = 1,44 t

- **Premier étage :**

Plancher	$0,550 \times 9,57 = 5,26$ t
Poutre	$(3,52 \times 0,3 \times 0,35 + 3,58 \times 0,3 \times 0,3 + 0,3 \times 0,2 \times 3,80) \times 2,5 = 2,03$ t
Surcharges.....	$0,250 \times 9,57 = 2,39$ t
G = 7,29 t	Q = 2,39 t

- RDC :

Plancher	$0,571 \times 9,57 = 5,46$ t
Poutre	$(4,79 \times 0,3 \times 0,35 + 3,54 \times 0,3 \times 0,3 + 0,3 \times 0,2 \times 3,80) \times 2,5 = 2,03$ t
Surcharges.....	$0,250 \times 9,57 = 2,39$ t
G = 7,49 t.	Q = 2,39 t

• Poteaux d'angle :

- Terrasse :

Plancher	$0,636 \times 9,59 = 6,10$ t
Poutre	$(4,10 \times 0,3 \times 0,35 + 3,35 \times 0,3 \times 0,3) \times 2,5 = 0,183$ t
Surcharges	$0,100 \times 9,59 = 0,96$ t
G = 6,28 t	Q = 0,96 t

- Etage courant :

Plancher	$0,550 \times 9,59 = 5,27$ t
Poutre	$(4,10 \times 0,3 \times 0,35 + 3,35 \times 0,3 \times 0,3) \times 2,5 = 0,183$ t
Surcharges.....	$0,150 \times 9,59 = 1,44$ t
G = 5,46 t	Q = 1,44 t

- Premier étage :

Plancher	$0,550 \times 9,59 = 5,27$ t
Poutre	$(4,10 \times 0,3 \times 0,35 + 3,35 \times 0,3 \times 0,3) \times 2,5 = 0,183$ t
Surcharges.....	$0,250 \times 9,59 = 2,40$ t
G = 5,46 t	Q = 2,40 t

- RDC :

Plancher	$0,571 \times 9,59 = 5,48$ t
Poutre	$(4,10 \times 0,3 \times 0,35 + 3,35 \times 0,3 \times 0,3) \times 2,5 = 0,183$ t
Surcharges.....	$0,250 \times 9,59 = 2,40$ t
G = 5,66 t	Q = 2,40 t

c- La loi de dégression des charges d'exploitations.

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

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

Donc

- Sous le toit ou la terrasse : Q_0
- Sous le premier étage à partir du sommet ($i = 1$) : $Q_0 + Q$
- Sous le deuxième étage ($i = 2$) : $Q_0 + 1,9 (Q)$
- Sous le troisième étage ($i = 3$) : $Q_0 + 2,7 (Q)$
- Sous le quatrième étage ($i = 4$) : $Q_0 + 3,4 (Q)$
- Sous le cinquième étage ($i = 5$) : $Q_0 + 4 (Q)$
- Sous le sixième étage ($i = 6$) : $Q_0 + 4,5 (Q)$
- Sous le septième étage et sous les suivants ($i \geq 7$) : $Q_0 + \frac{3+i}{2i} Q$

Application de la loi de dégression d'exploitations :

Table 10 : Application de la loi de dégression d'exploitations.

i	NIVEAU	Q (KN/m ²)	La loi de dégression (KN/m ²)	La charge Q cumulée (KN/m ²)
1	Haut 10 ^{ème} étage	1,0	$NQ_0 = 1$	1
2	Haut 9 ^{ème} étage	1,5	$NQ_1 = Q_0 + Q_1$	2.5
3	Haut 8 ^{ème} étage	1,5	$NQ_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3.85
4	Haut 7 ^{ème} étage	1,5	$NQ_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
5	Haut 6 ^{ème} étage	1,5	$NQ_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.1
6	Haut 5 ^{ème} étage	1,5	$NQ_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7
7	Haut 4 ^{ème} étage	1,5	$NQ_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75
8	Haut 3 ^{ème} étage	1,5	$NQ_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8.5
9	Haut 2 ^{ème} étage	1,5	$NQ_8 = Q_0 + 0,687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9.25
10	Haut 1 ^{ème} étage	1,5	$NQ_9 = Q_0 + 0,667(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$	10
11	Haut RDC	2,5	$NQ_{10} = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10})$	11.25
12	Haut Sous-sol	2,5	$NQ_{11} = Q_0 + 0,636(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$	12,50
13	Haut avant poteaux	2,5	$NQ_{11} = Q_0 + 0,636(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11})$	13,75

d- Estimation des sections droites :

i. Poteaux centraux :

Table 11 : les sections des poteaux centraux.

NIVEAU	G [t]	N _G [t]	Q [t]	N _Q [t]	Nu [t]	Br [m ²]	B [cm]
10	12.484	12.484	1.6399	1.6399	19.313	0.128	40*40
9	11.073	23.557	4.09975	4.09975	37.952	0.252	55*55
8	11.073	34.630	6.313615	6.313615	56.221	0.373	65*65
7	11.073	45.704	8.281495	8.281495	74.122	0.491	75*75
6	11.073	56.777	10.00339	10.00339	91.654	0.607	80*80
5	11.073	67.850	11.4793	11.4793	108.817	0.721	85*85
4	11.073	78.924	12.709225	12.709225	125.611	0.833	95*95
3	11.073	89.997	13.93915	13.93915	142.405	0.944	100*100
2	11.073	101.070	15.169075	15.169075	159.198	1.055	110*110
1	11.073	112.144	16.399	16.399	175.992	1.166	115*115
RDC	11.418	123.561	18.448875	18.448875	194.481	1.289	115*115

ii. Poteaux de rive :

Table 12 : Les sections des poteaux de rives.

NIVEAU	G [t]	N _G [t]	Q [t]	N _Q [t]	Nu [t]	Br [m ²]	B [cm]
10	8.120	8.120	0.957	0.957	12.398	0.082	30*30
9	7.297	15.418	2.3925	2.393	24.403	0.162	45*45
8	7.297	22.715	3.68445	3.684	36.192	0.240	50*50
7	7.297	30.012	4.83285	4.833	47.766	0.317	60*60
6	7.297	37.310	5.8377	5.838	59.124	0.392	65*65
5	7.297	44.607	6.699	6.699	70.268	0.466	70*70
4	7.297	51.904	7.41675	7.417	81.196	0.538	75*75
3	7.297	59.201	8.1345	8.135	92.124	0.611	80*80
2	7.297	66.499	8.85225	8.852	103.052	0.683	85*85

1	7.297	73.796	9.57	9.570	113.980	0.755	90*90
RDC	7.498	81.294	10.76625	10.766	125.897	0.834	95*95

iii. Poteaux d'angle :

Table 13 : Les sections des poteaux d'angle.

NIVEAU	G [t]	N _G [t]	Q [t]	N _Q [t]	N _u [t]	Br [m ²]	B [cm]
10	6.282	6.282	0.959	0.959	9.920	0.066	30*30
9	5.458	11.740	2.3975	2.398	19.445	0.129	40*40
8	5.458	17.197	3.69215	3.692	28.754	0.191	45*45
7	5.458	22.655	4.84295	4.843	37.848	0.251	55*55
6	5.458	28.112	5.8499	5.850	46.726	0.310	60*60
5	5.458	33.570	6.713	6.713	55.389	0.367	65*65
4	5.458	39.027	7.43225	7.432	63.835	0.423	70*70
3	5.458	44.485	8.1515	8.152	72.282	0.479	70*70
2	5.458	49.942	8.87075	8.871	80.728	0.535	75*75
1	5.458	55.400	9.59	9.590	89.175	0.591	80*80
RDC	5.659	61.059	10.78875	10.789	98.612	0.654	85*85

**e- Conditions imposées par les règles parasismiques algériennes R.P.A 99
Version2003**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions de l'article 7.4.1 du RPA99/version 2003.

Les conditions sont suivantes :

Min (b, h) ≥ 30 ok

Min (b, h) ≥ h_e / 20 ok

1/4 < b / h < 4 ok

b, h, h_e sont les dimensions du poteau

Dans notre cas toutes ces conditions sont vérifiées.

4.3.2. Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé. Le prédimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003. Les voiles remplissent deux fonctions principales : d'une part, ils servent à contreventer le bâtiment en absorbant les forces horizontales telles que le séisme ou le vent, et d'autre part, ils supportent les charges verticales transmises aux fondations.

Les charges verticales comprennent les charges permanentes et les surcharges, tandis que les actions horizontales comprennent les effets du séisme ou du vent. Les voiles destinés au contreventement sont supposés être pleins, et seuls les efforts de translation seront pris en compte.

Selon l'article 7.7.1 du RPA99/version 2003, les éléments satisfaisant la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires, où L et e représentent respectivement la portée et l'épaisseur du voile. L'épaisseur minimale des voiles est de 15 cm, comme spécifié dans l'article.

a- Détermination de l'épaisseur

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités.

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux, on a $e \geq \max (h_e/25, 15\text{cm})$.
- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau : $e \geq \max (h_e/22, 15\text{cm})$.
- Pour les voiles à abouts libres : $e \geq \max (h_e/20, 15\text{cm})$.

Veillez-vous référer à la figure ci-dessous pour plus de détails.

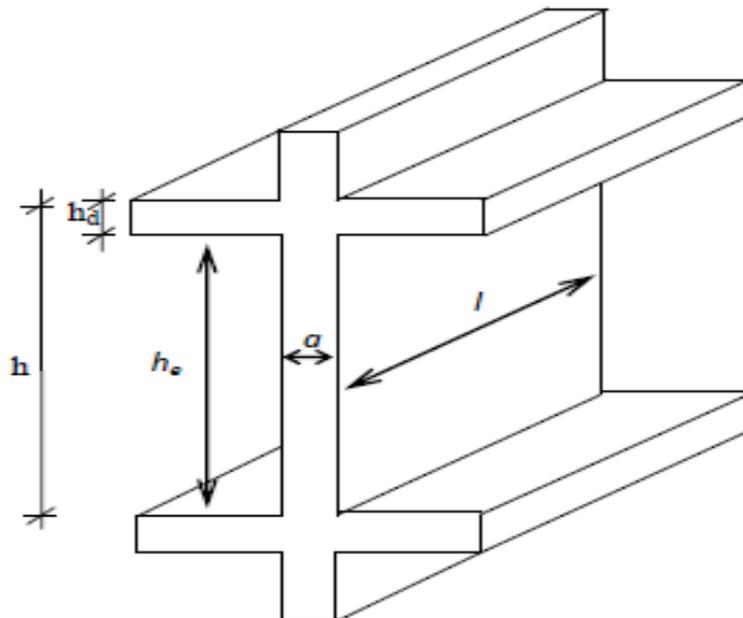


Figure 30 : Schéma d'un voile

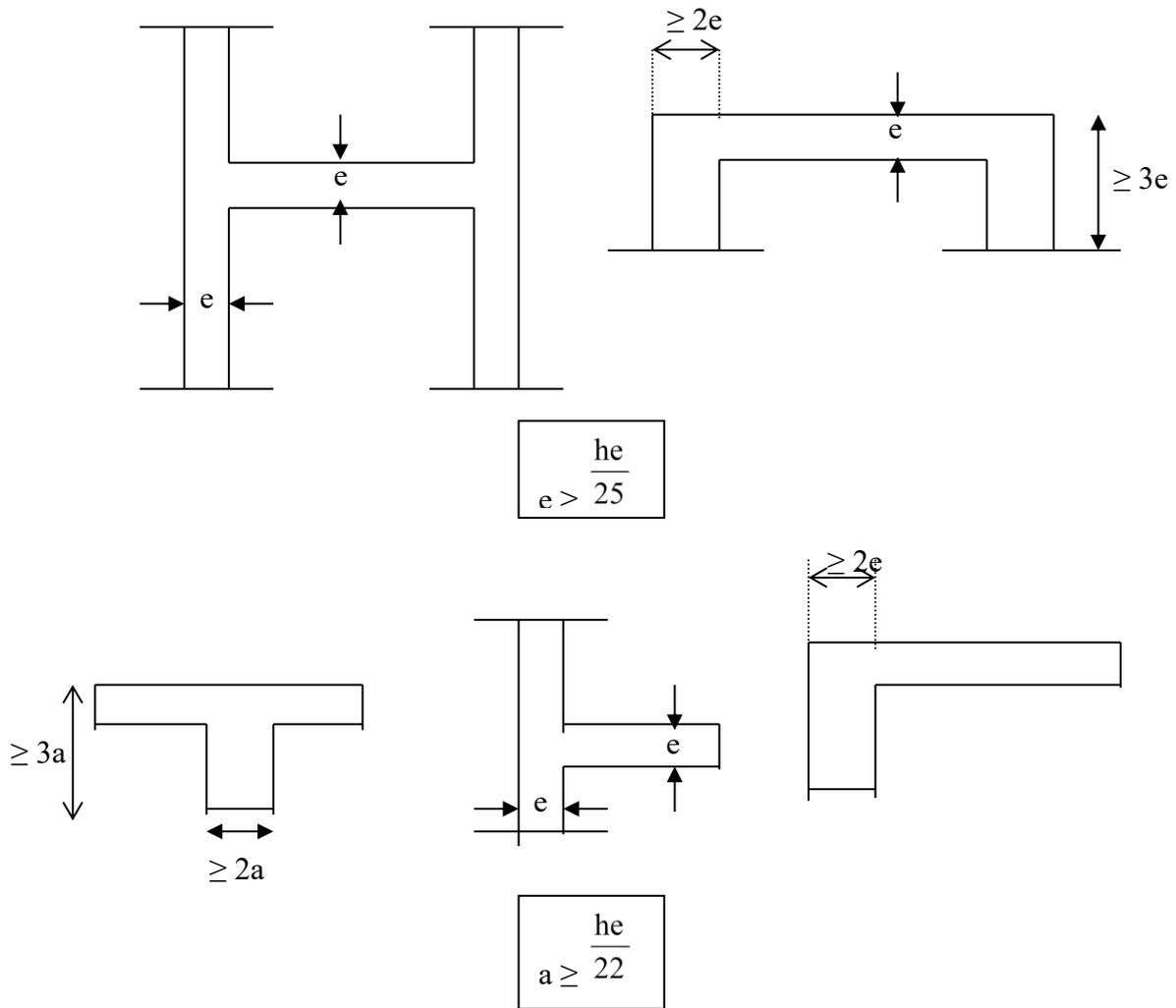


Figure 31 : Schéma de types des voiles

b- Condition de RPA

Le RPA99/version2003 considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

- $L \leq 4e$
- $e \geq h_e / 20$

c- Étage courant

$$h_e = 3,06 - 0,2 = 2,86 \text{ m}$$

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15\right)$$

$$e \geq \max(14,3 ; 15) \text{ cm}$$

on prendra $e = 15 \text{ cm}$

d- RDC

$$h_e = 4,08 - 0,16 = 3,92 \text{ m}$$

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{20}; 15 \right)$$

$$e \geq \max (19,6 ; 15) \text{ cm} \quad \text{on prendra } e = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

e- Sous-sol

$$h_e = 4,5 - 0,2 = 4,3 \text{ m}$$

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{20}; 15 \right)$$

$$e \geq \max (21,5 ; 15) \text{ cm} \quad \text{on prendra } e = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

Table 14 : Dimensions de voiles.

	Étage courant	RDC	Sous-sol
h_e	2,86	2,9	4,3
e	15	20	25

5. CONCLUSION :

Le prédimensionnement réalisé sur les éléments structuraux vise à garantir la résistance, la stabilité et l'économie de la structure, tout en respectant les règles du RPA99/version 2003 ainsi que les divers critères établis. Le chapitre suivant se concentrera sur l'étude des planchers.

Chapitre 3

ETUDE DES PLANCHES

CHAPITRE III : ETUDE DES PLANCHES

1. INTRODUCTION

Le plancher est une surface horizontale séparant deux niveaux et reposant sur des éléments porteurs tels que des poutres et des murs porteurs. Ces éléments sont considérés comme étant infiniment rigides, c'est-à-dire qu'ils sont indéformables. Le plancher remplit plusieurs fonctions essentielles :

- Il supporte le poids des charges et des surcharges des bâtiments.
- Il assure l'isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.
- Il contribue à la résistance des structures contre les forces horizontales.

2. PLANCHERS A CORPS CREUX

2.1. Dimensions de poutrelle.

Dans le premier étage et les étages courants de notre étude, le plancher est constitué de corps creux et d'une dalle de compression qui comprend des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent des hourdis en béton. Les poutrelles adoptent une section en forme de T et sont disposées selon la petite portée, travaillant dans une seule direction.

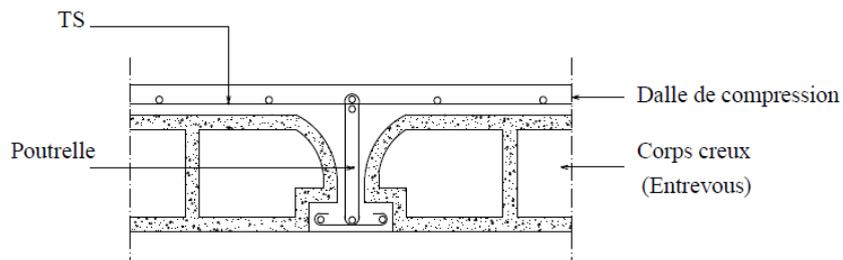


Figure 32 : Schéma de planche a corps creux.

Selon le prédimensionnement effectué précédemment, nous avons un plancher à corps creux d'une hauteur totale de 20 cm, se décomposant comme suit :

- Hauteur du corps creux : 16 cm
- Épaisseur de la dalle de compression : 4 cm

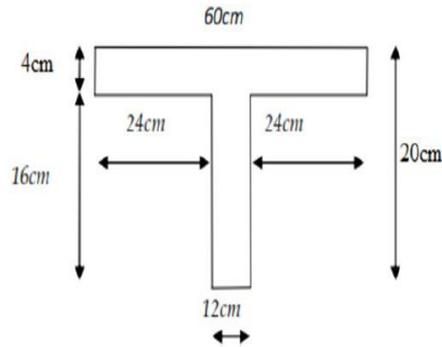


Figure 33 : Dimension de poutrelle.

2.2. Ferrailage de la dalle de compression :

Les hourdis coulés en place doivent comporter un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, conformément aux normes BAEL 91/B, 6, 8, 428 :

- ❖ 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- ❖ 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Les sections de ces armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- Si : $Ln \leq 50cm$ alors $A_{\perp} = \frac{200}{f_e}$ (cm^2/ml) f_e : en [MPa].
- Si : $50 \leq Ln \leq 80cm$ alors $A_{\perp} = \frac{200}{f_e} \times 0,02Ln = 4 \frac{Ln}{f_e}$ (cm^2/ml)

Les armatures parallèles aux nervures doivent avoir une section : $A_{II} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$ (cm^2/ml)

Avec : Ln : Entre axes des nervures.

f_e : Limite d'élasticité en [MPa].

2.2.1. Armatures perpendiculaires aux nervures :

On a : $50 \leq Ln = 60cm \leq 80cm \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \frac{Ln}{f_e}$;

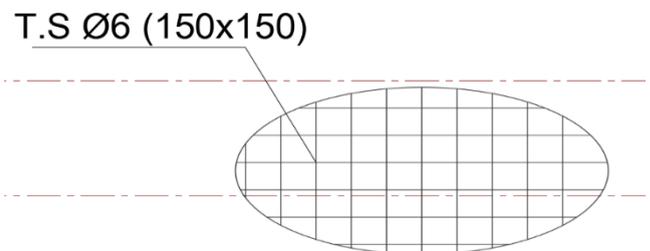
On prendra $\phi = 6mm \Rightarrow f_e = 400 \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \frac{60}{400} = 0,60cm^2/ml$

$\phi \leq 6 mm$

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

Choix des armatures

On adoptera un T.S $\phi 6$ (150×150) cm^2 .



2.2.2. Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{II} \geq \frac{A_I}{2}$$

$$A_{II} \geq \frac{1,41}{2} = 0,70 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5\emptyset 6 \rightarrow A_{II} = 1,41 \text{ cm}^2$$

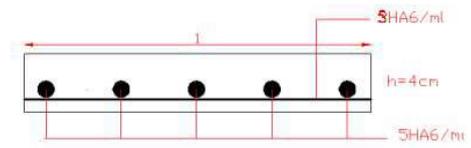


Figure 34 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Choix des armatures

Figure 34 : Ferrailage de la dalle de compression

On adoptera un T.S Ø6 (150 × 150) cm².

2.3. Etude des poutrelles.

2.3.1. Evaluation des charges.

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

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

Table 15 : Evaluation des charges.

Plancher	Usage	G kg/m ²	Q kg/m ²	ELU kg/m ²	ELS kg/m ²	Bonde m	ELU kg/m ²	ELS kg/m ²
Plancher Terrasse	Terrasse	636,00	100	1008,60	736,00	0.6	605,16	441,60
2 ^{eme} 10 ^{eme} Étage	Habitation	550,00	150	967,50	700,00	0.6	580,50	420
1 ^{ere} Etage	Bureaux	550,00	250	1117,50	800,00	0.6	670,50	480

2.3.2. Types des poutrelles

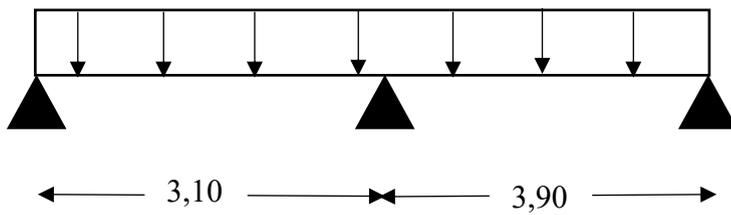
On distingue des poutrelles dont les schémas statiques sont :

a- Plancher terrasse : Q = 100 kg / m² G = 636 kg / m²

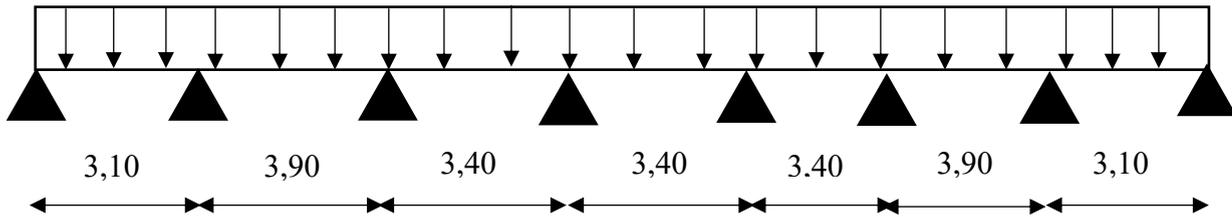
ELU $q_{u1} = 605,16 \text{ kg/ m}^2$

ELS $q_{s1} = 441,60 \text{ kg/ m}^2$

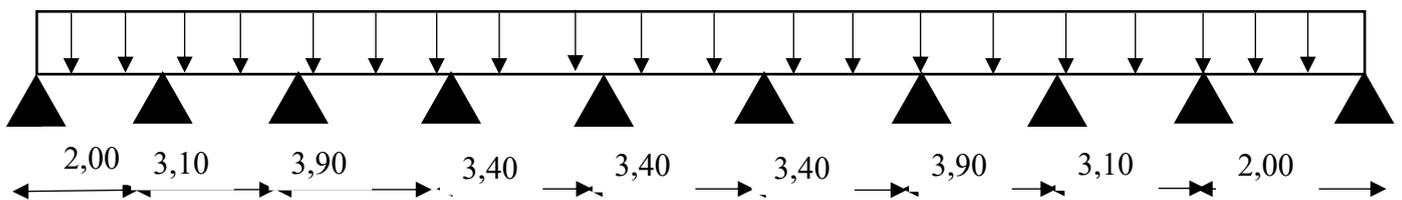
Type 1



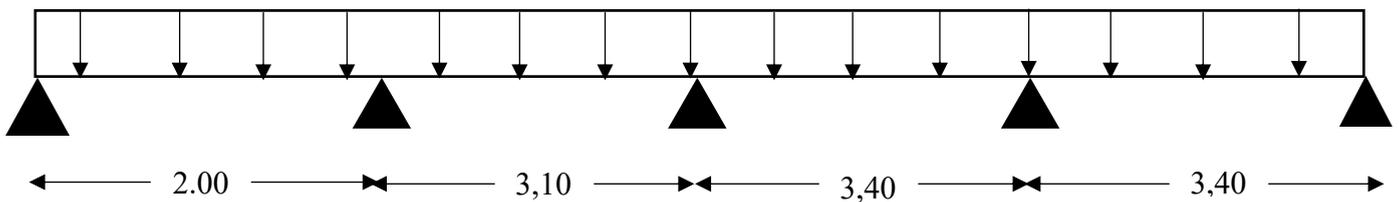
Type 2



Type 3



Type 4

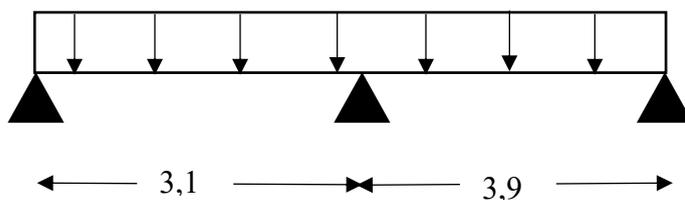


b- Plancher étage courant : $Q = 150 \text{ kg / m}^2$ $G = 550 \text{ kg / m}^2$

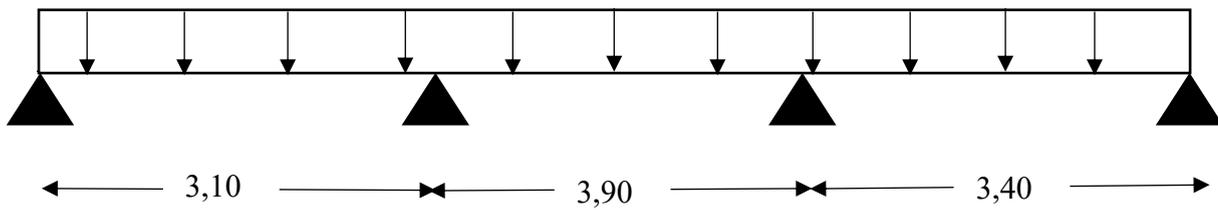
ELU $q_{u1} = 580,50 \text{ kg/m}^2$

ELS $q_{s1} = 420,00 \text{ kg/m}^2$

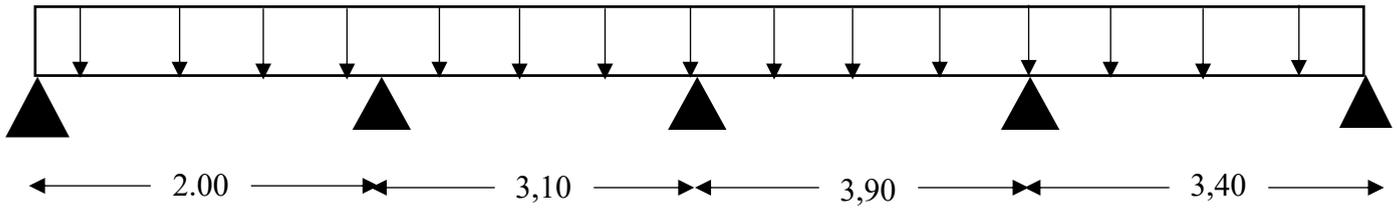
Type 5



Type 6



Type 7

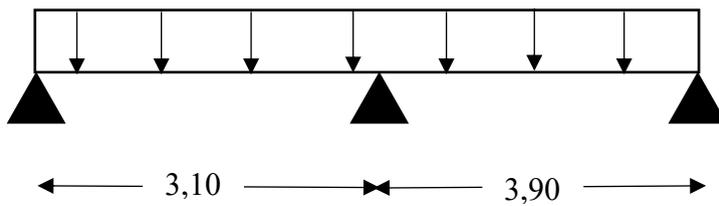


c- Premier étage : $Q = 250 \text{ kg} / \text{m}^2$ $G = 550 \text{ kg} / \text{m}^2$

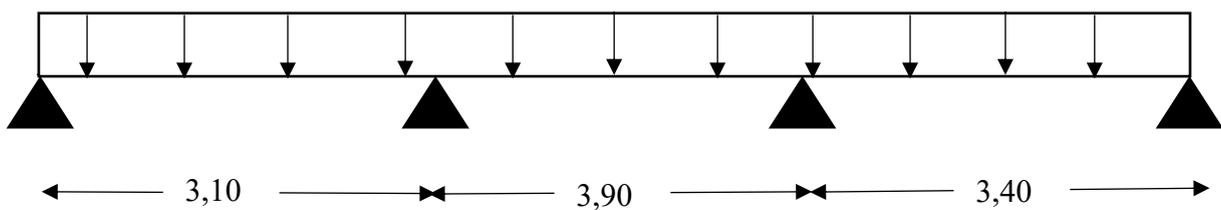
ELU $q_{ul} = 670,50 \text{ kg} / \text{m}^2$

ELS $q_{sl} = 480,00 \text{ kg} / \text{m}^2$

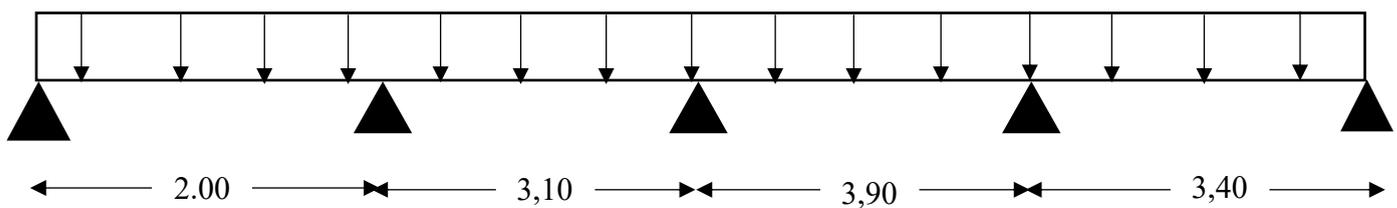
Type 8



Type 9



Type 10



2.3.3. Méthode de calcul :

Dans le cas des planchers comportant des poutres, tant secondaires que principales, surmontées par une dalle générale à laquelle elles sont liées, il est justifié d'utiliser des méthodes de calcul simplifiées pour le calcul des poutres. Le domaine d'application de ces méthodes est principalement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes et limites, éventuellement par des conditions complémentaires. Ces méthodes sont spécifiées comme suit dans les normes BAEL 91/B.6.2,20 :

- Méthode forfaitaire pour les planchers avec des charges d'exploitation modérées.
- Méthode de Caquot pour les planchers avec des charges d'exploitation relativement élevées.

a- Méthode forfaitaire :

La méthode forfaitaire est utilisée pour les poutres, poutrelles et dalles qui supportent des charges d'exploitation modérées ($Q \leq 2G$ ou $Q < 5 \text{ kN/m}^2$). Cette approche est restreinte aux éléments fléchis (poutres ou dalles calculées en flexion dans un seul sens) qui répondent aux critères suivants :

- La charge d'exploitation doit vérifier : $Q \leq \max(2 \times G ; 5) [\text{KN/m}^2]$.
- Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25.
($0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$)
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1- La charge d'exploitation Q est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 500 daN /m^2

$$Q (\text{N / m}^2) \leq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 2G \\ 500 \text{ kg/m}^2 (500 \text{ kg/m}^2) \end{array} \right.$$

• Plancher de la terrasse

$$Q = 100 \text{ kg / m}^2 \leq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 2 \times 649 = 1298 \text{ kg/m}^2 \\ 500 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right. \rightarrow \text{C.V}$$

• Plancher d'étage courant

$$Q = 150 \text{ kg / m}^2 \leq \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 2 \times 550 = 1100 \text{ kg/m}^2 \\ 500 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right. \rightarrow \text{C.V}$$

• Plancher du premier étage

$$Q = 150 \text{ kg/m}^2 \leq \text{Max} \begin{cases} 2 \times 590 = 1180 \text{ kg/m}^2 \\ 500 \text{ kg/m}^2 \end{cases} \rightarrow \text{C.V}$$

- 2- Les éléments solidaires ont une même section constante dans les différentes travées → Condition vérifier.
- 3- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3,10}{2,00} = 1,55 > 1,25 \rightarrow \text{Condition non vérifiée. (Types 3,4,7 et 10)}$$

- 4- Les fissurations est considérée comme non préjudiciable → C.V

Conclusion : la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

b- Méthode de Caquot minore :

Appliquée aux poutres ayant des moments d'inertie égaux et qui ne sont pas solidaires des poteaux.

Domaine d'application : Cette méthode est principalement utilisée pour les poutres et planchers des constructions industrielles, conçus pour supporter des charges d'exploitation élevées :

$$Q > 2G \text{ ou } Q \leq 500 \text{ kg/m}^2$$

Elle peut également être appliquée dans les cas où l'une des trois conditions b, c ou d de la méthode forfaitaire n'est pas validée (inerties variables ; différence de longueur entre les portées supérieure à 25 % ; fissuration préjudiciable ou très préjudiciable). Dans de telles situations, la méthode de Caquot doit être mise en œuvre, impliquant l'utilisation de $G' = 2G/3$ pour le calcul des moments sur appui.

Principe de la méthode :

La méthode élaborée par Albert Caquot prend en considération :

- La variation du moment d'inertie résultant des variations de la largeur de la table de compression, en réduisant légèrement les moments sur appui et en augmentant proportionnellement ceux en travée.
- L'amortissement de l'effet des chargements des poutres en béton armé, en ne considérant que les travées voisines de l'appui pour déterminer le moment sur appui.

Évaluation des moments sur appui :

Dans le calcul des moments sur appui M_a , les hypothèses suivantes sont prises en compte :

- Seules les charges sur les travées voisines de l'appui sont prises en compte.
- On adopte des longueurs de portées fictives l' , telles que :
 - $l'_w = 1$ pour les deux travées de rive.
 - $l'_e = 0,8 \times 1$ pour les travées intermédiaires.

Valeurs des moments sur appui :

Sous l'action de charges réparties constantes q_w et q_e , le moment sur appui est donné par la formule ci-dessous :

$$M_i = - \frac{q_w * l'_w{}^3 + q_e * l'_e{}^3}{8,5 * (l'_w + l'_e)}$$

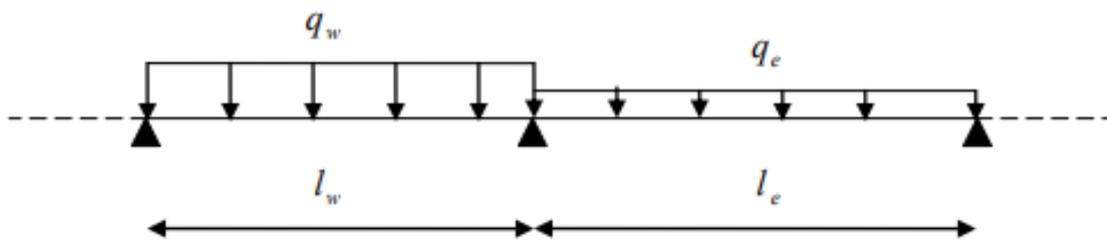


Figure 35 : Valeur des moments sur appui - méthode Caquot.

Sous l'action d'une charge concentrée P_w sur la travée de gauche ou P_e sur la travée de droite, appliquée à une distance "a" du nu d'appui, le moment sur appui est déterminé par les deux formules suivantes :

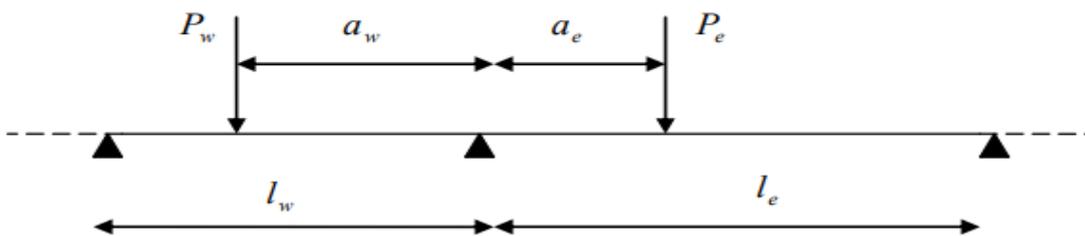


Figure 36 : Valeur des moments sur appui avec charges concentrées - méthode Caquot.

$$M_a(P_e) = \frac{k * P_e * l'_e{}^2}{(l'_w + l'_e)} \quad ; \quad M_a(P_w) = \frac{k * P_w * l'_w{}^2}{(l'_w + l'_e)}$$

Dans lesquelles k est une fonction de : $x = \frac{a}{l}$; $k = \frac{x(x-1)(x-2)}{2,125}$

Calcul des efforts tranchants :

$$T_w = q * \frac{L}{2} + \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

$$T_e = q * \frac{L}{2} - \frac{|M_w| - |M_e|}{L}$$

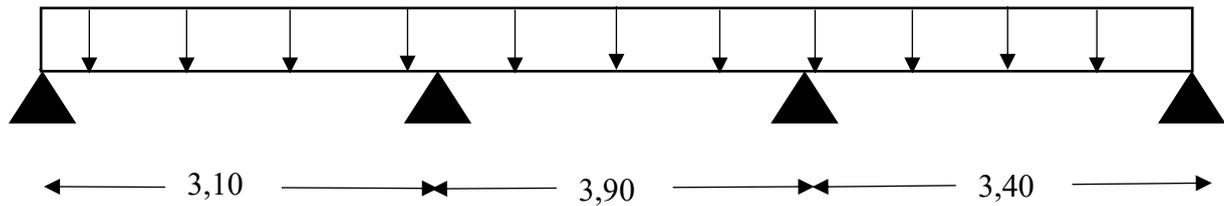
2.3.4. Application de la Méthode de Caquot pour le calcul du plancher

Exemple de calcul : Premier étage : $Q = 250 \text{ kg / m}^2$ $G = 550 \text{ kg / m}^2$

Pour une bonde de 0,6m on a : ELU $q_{u1} = 670,50 \text{ kg/ m}^2$

ELS $q_{s1} = 480,00 \text{ kg/ m}^2$

Type 9



Valeurs des moments fléchissant et des efforts tranchants maximaux.

On utilise Microsoft Excel pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants ; les résultats sont consignés ci-dessous

ELU

ELU							
Méthode Caquot Minoré (3 travées) - Attention uniquement pour des charges uniformément réparties							
File n°	1	Remplir les zones de couleur =>				Verte	
Dimensions b x h	0.6	0.2	0.6	0.2	0.6	0.2	
M. d'Inertie Iy (m ⁴)	0.0004		0.0004		0.0004		
Porté l (m)	3.1		3.9		3.4		
Porté Fictive (m)	3.1		3.12		3.4		
g : perm. (kg/m)	330		330		330		
gminorée : perm. (kg/m)	220		220		220		
q : exploitation (kg/m)	150		150		150		
							Coef. Minoration (2/3 ou 1/3)
							0.667

Cas n°1				
CARGE q	522	522	522	
CCC	225	225	225	
	297	297	297	
Mt, Appui	-125.41	-594.00	-656.27	-150.86
$M0 = ql^2/8$ (Miso Max)	627.05	992.45	754.29	
X0=Abscisse relatif Mmax	1.26	1.92	1.98	
Mt, Travée Max	289.23	367.56	371.89	
Ef, Tranchant ISO				
Ef, Tranchant HYPER				

Cas n°2				
CARGE q	297	522	297	
DCD	297	225	297	
	297	297	297	
Mt, Appui	-71.35	-467.22	-496.70	-85.83
$M0 = ql^2/8$ (Miso Max)	356.77	992.45	429.17	
X0=Abscisse relatif Mmax	1.12	1.94	2.11	
Mt, Travée Max	114.94	510.55	162.48	
Ef, Tranchant ISO				
Ef, Tranchant HYPER				

Cas n°3				
CARGE q	522	297	522	
CDC	225		225	
	297	297	297	
Mt, Appui	-125.41	-464.75	-532.97	-150.86
$M0 = ql^2/8$ (Miso Max)	627.05	564.67	754.29	
X0=Abscisse relatif Mmax	1.34	1.89	1.92	
Mt, Travée Max	343.45	66.33	424.48	
Ef, Tranchant ISO				
Ef, Tranchant HYPER				

Cas n°4				
Carge q	522	522	297	
CCD	225	225		
	297	297	297	
Mt, Appui	-125.41	-594.00	-496.70	-85.83
M0 = ql ² /8 (Miso Max)	627.05	992.45	429.17	
X0=Abscisse relatif Mmax	1.26	2.00	2.11	
Mt, Travée Max	289.23	447.70	162.48	
Ef, Tranchant ISO				
Ef, Tranchant HYPER				

Cas n°5				
Carge q	297	522	522	
DCC		225	225	
	297	297	297	
Mt, Appui	-71.35	-467.22	-656.27	-150.86
M0 = ql ² /8 (Miso Max)	356.77	992.45	754.29	
X0=Abscisse relatif Mmax	1.12	1.86	1.98	
Mt, Travée Max	114.94	432.96	371.89	
Ef, Tranchant ISO				
Ef, Tranchant HYPER				

Principe de Superposition des cas : A partir de chaque cas Prendre les valeurs maxi (Valeurs Absolue, mais toujours en respectant le signe de l'effort +/-) de moments et d'effort tranchant pour calcul des armatures

ELS						
Méthode Caquot Minoré (3 travées) - Attention uniquement pour des charges uniformément réparties						
File n°	1	Remplir les zones de couleur =>			Verte	
Dimensions b x h	0.6	0.2	0.6	0.2	0.6	0.2
M. d'Inertie Iy (m ⁴)	0.0004		0.0004		0.0004	
Porté l (m)	3.1		3.9		3.4	
Porté Fictive (m)	3.1		3.12		3.4	
g : perm. (kg/m)	330		330		330	
gminorée : perm. (kg/m)	220		220		220	
q : exploitation (kg/m)	150		150		150	
						Coef. Minoration (2/3 ou 1/3)
						0.667

Cas n°1				
Carge q	370	370	370	
CCC	150	150	150	
	220	220	220	
Mt, Appui	-88.89	-421.03	-465.17	-106.93
$M0 = ql^2/8$ (Miso Max)	444.46	703.46	534.65	
X0=Abscisse relatif Mmax	1.26	1.92	1.98	
Mt, Travée Max	205.01	260.53	263.60	
Ef, Tranchant ISO				
Ef, Tranchant HYPER				

Cas n°2				
Carge q	220	370	220	
DCD	220	150	220	
	220	220	220	
Mt, Appui	-52.86	-336.51	-358.79	-63.58
$M0 = ql^2/8$ (Miso Max)	264.28	703.46	317.90	
X0=Abscisse relatif Mmax	1.13	1.93	2.09	
Mt, Travée Max	88.62	355.85	123.85	
Ef, Tranchant ISO				
Ef, Tranchant HYPER				

Cas n°3				
Carge q	370	220	370	
CDC	150		150	
	220	220	220	
Mt, Appui	-88.89	-334.87	-382.97	-106.93
$M0 = ql^2/8$ (Miso Max)	444.46	418.28	534.65	
X0=Abscisse relatif Mmax	1.34	1.89	1.92	
Mt, Travée Max	241.09	59.70	298.61	
Ef, Tranchant ISO				
Ef, Tranchant HYPER				

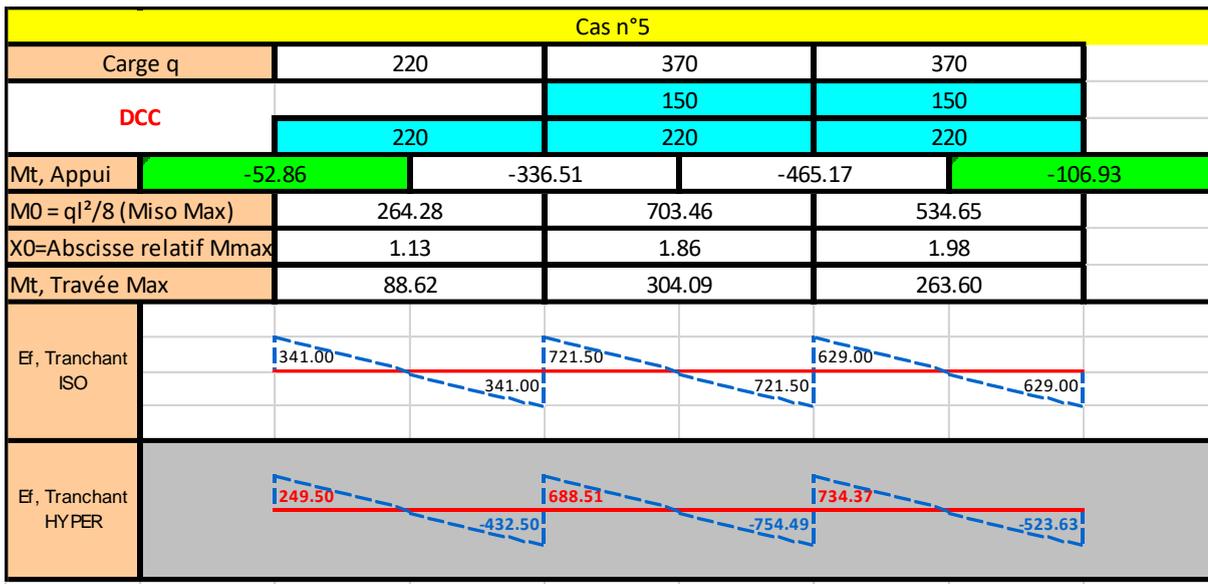
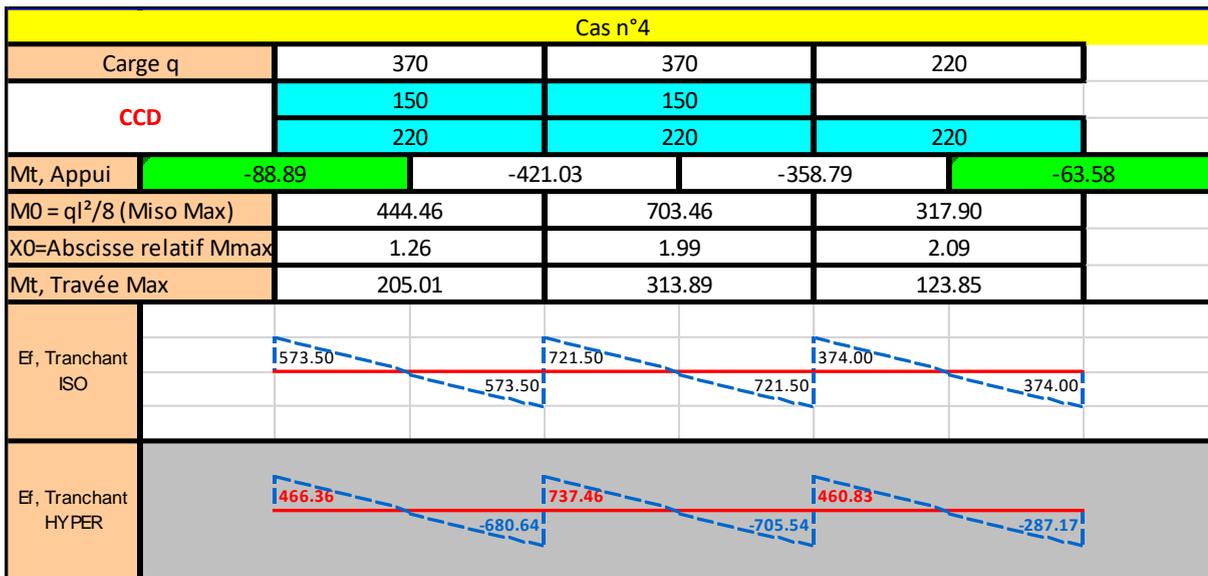


Table 16 : Valeurs de moments et efforts tranchants

CAS	ELU			ELS		
	Ma	Mt	ET	Ma	Mt	ET
1. CCC	-656.27	371.89	1036.05	-465.17	263.60	734.37
2. DCD	-496.70	510.55	-1025.46	-358.79	355.85	-727.21
3. CDC	-532.97	510.55	999.78	-382.97	298.61	710.19
4. CCD	-496.70	447.70	1017.90	-421.03	313.89	737.46
5. DCC	-656.27	432.96	-1066.38	-465.17	304.09	-754.49

2.3.5. Les résultats obtenus pour les différents types de planches

a- Plancher terrasse inaccessible.

Type 3 travées.

Table 17 : Valeurs des moments.

CAS	ELU			ELS		
	Ma	Mt	T	Ma	Mt	T
1. CCC	-544.93	308.80	860.28	-395.27	223.99	624.01
2. DCD	-481.10	362.38	845.77	-352.72	259.50	-620.46
3. CDC	-495.61	329.57	845.77	-362.39	237.83	614.34
4. CCD	-493.22	336.93	-842.10	-357.77	242.51	-611.79
5. DCC	-544.93	331.15	-871.47	-395.27	238.67	-631.37

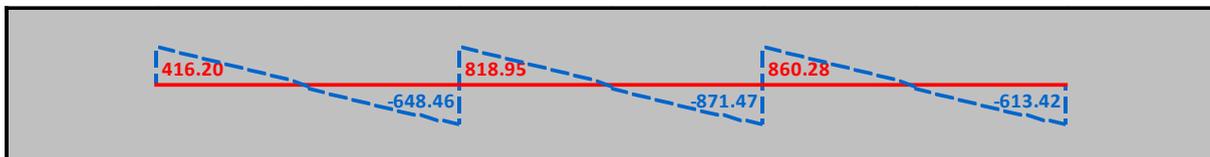


Figure 37 : Effort tranchant ELU

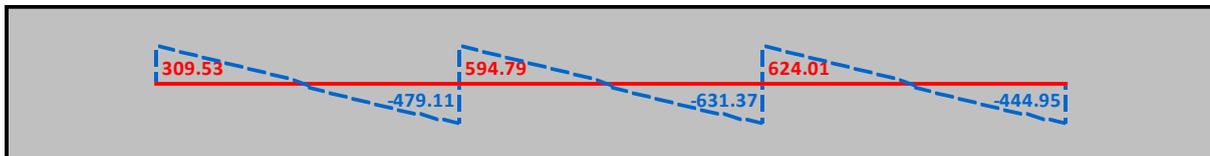


Figure 38 : Effort tranchant ELS

Type 4 travées.

Table 18 : Valeurs des moments.

CAS	ELU			ELS		
	Ma	Mt	ET	Ma	Mt	ET
1. CCCC	-544.93	344.54	878.41	-395.27	249.92	637.16
2. DCCD	-481.10	375.97	-862.04	-352.72	270.86	-626.25
3. CDDC	-495.61	323.94	845.77	-362.39	233.65	614.34

4. CDCD	-481.10	390.57	-869.44	-352.72	280.60	-631.18
5. DCDC	-495.61	323.94	845.77	-383.67	262.02	669.05
6. CDDD	-431.78	273.00	0.00	-319.84	202.22	0.00
7. DDDC	-495.61	323.94	845.77	-362.39	233.65	614.34
8. DCDD	-431.78	258.33	-688.62	-319.84	192.44	-510.64
9. DDCD	-481.10	390.57	-869.44	-352.72	280.60	-631.18

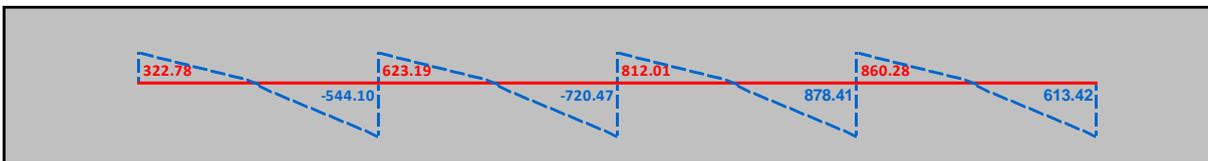


Figure 39 : Effort tranchant ELU



Figure 40 : Effort tranchant ELS

b- Plancher de l'étage courant.

Type 3 travées.

Table 19 : Valeurs des moments

CAS	ELU			ELS		
	Ma	Mt	ET	Ma	Mt	ET
1. CCC	-543.12	307.77	857.42	-389.74	220.86	615.28
2. DCD	-447.38	389.97	-850.57	-325.91	275.47	-610.62
3. CDC	-469.14	389.97	835.66	-340.42	241.72	600.77
4. CCD	-447.38	352.01	842.40	-352.76	250.13	611.38
5. DCC	-543.12	343.26	-875.12	-389.74	244.31	-626.99

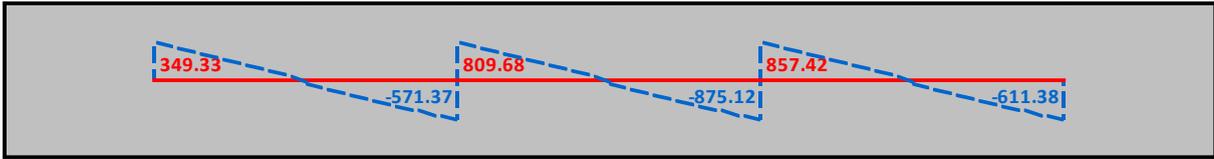


Figure 41 : Effort tranchant ELU

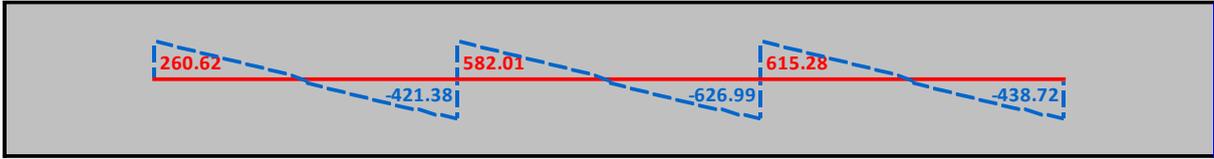


Figure 42 : Effort tranchant ELS

Type 4 travées.

Table 20 : Valeurs des moments

CAS	ELU			ELS		
	Ma	Mt	ET	Ma	Mt	ET
1. CCCC	-543.12	343.39	875.49	-389.74	246.42	628.25
2. DCCD	-447.38	390.66	-850.94	-325.91	238.11	-611.88
3. CDDC	-469.14	334.23	835.66	-340.42	238.11	600.77
4. CDCD	-447.38	412.47	412.47	-325.91	292.47	-619.27
5. DCDC	-469.14	334.23	835.66	-372.33	280.73	682.83
6. CDDD	-373.40	236.08	0.00	-276.59	174.88	0.00
7. DDDC	-469.14	334.23	835.66	-340.42	238.11	600.77
8. DCDD	-373.40	237.92	-590.81	-276.59	167.86	-502.86
9. DDCC	-447.38	412.47	-862.03	-325.91	292.47	-619.27

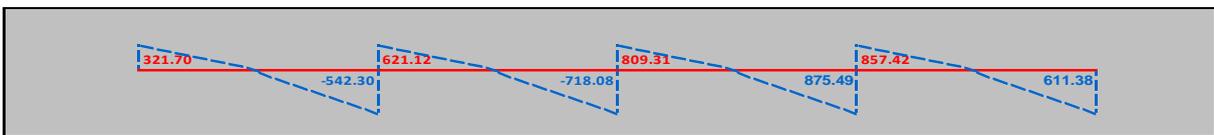


Figure 43 : Effort tranchant ELU

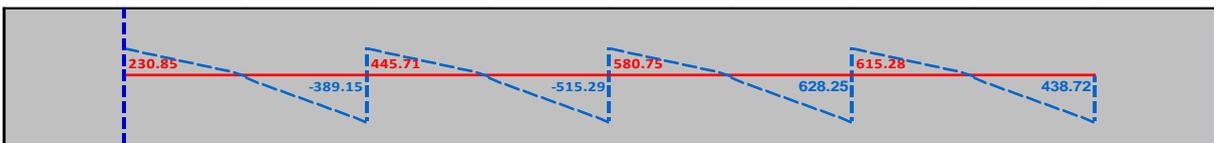


Figure 44 : Effort tranchant ELS

c- Plancher de premier étage.

Type 3 travées.

Table 21 : Valeurs des moments

CAS	ELU			ELS		
	Ma	Mt	ET	Ma	Mt	ET
1. CCC	-656.27	371.89	1036.05	-465.17	263.60	734.37
2. DCD	-496.70	510.55	-1025.46	-358.79	355.85	-727.21
3. CDC	-532.97	510.55	999.78	-382.97	298.61	710.19
4. CCD	-496.70	447.70	1017.90	-421.03	313.89	737.46
5. DCC	-656.27	432.96	-1066.38	-465.17	304.09	-754.49

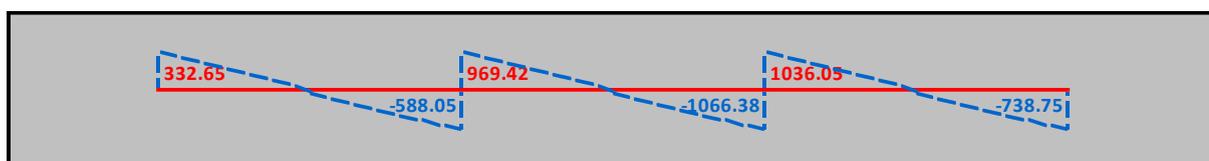


Figure 45 : Effort tranchant ELU

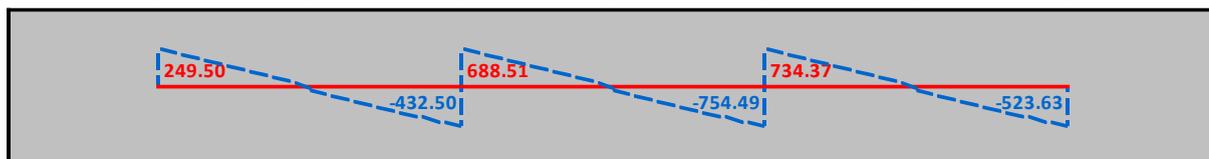


Figure 46 : Effort tranchant ELS

Type 4 travées.

Table 22 : Valeurs des moments

CAS	ELU			ELS		
	Ma	Mt	ET	Ma	Mt	ET
1. CCCC	-656.27	414.94	1057.88	-465.17	294.11	749.84
2. DCCD	-496.70	493.94	-1016.97	-358.79	346.75	-722.56
3. CDDC	-532.97	419.49	887.40	-382.97	294.94	710.19
4. CDCD	-496.70	530.14	-1035.46	-358.79	370.90	-734.89
5. DCDC	-532.97	419.49	999.78	-436.16	366.05	846.96

6. CDDD	-373.40	236.08	0.00	-276.59	174.88	0.00
7. DDDC	-532.97	419.49	999.78	-382.97	294.94	710.19
8. DCDD	-373.40	313.39	-583.41	-276.59	218.16	-594.31
9. DDCD	-496.70	530.14	-1035.46	-358.79	370.90	-734.89



Figure 47: Effort tranchant ELU



Figure 48: Effort tranchant ELS

Conclusion :

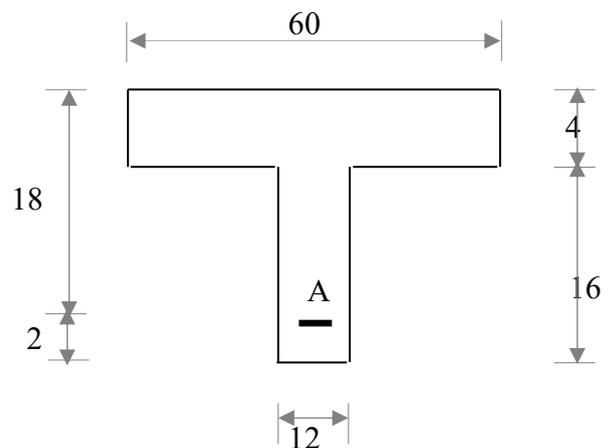
Pour le ferrailage des poutrelles on choisira le cas le plus favorable qui donnera les moments fléchissant maximums.

- ELU :
 - $M_{au}^{max} = -656,27 \text{ kg.m}$
 - $M_t^{max} = 530,14 \text{ kg.m}$
 - $T_{max} = -1066.38 \text{ kg}$
- ELS :
 - $M_{as}^{max} = -465.17 \text{ kg.m}$
 - $M_{ts}^{max} = 370.90 \text{ kg.m}$

2.3.6. Détermination des armatures :

a- Au niveau des travées :

- **ELU** : $M_{t \max} = 5301,40 \text{ N.m}$
- Vérification de l'étendu de la zone comprimée :



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

$$M_T = 14,17 \cdot 60 \cdot 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 54412,80 \text{ N.m}$$

$M_{Tmax} = 5301,40 \text{ N.m} < M_T = 54412,80 \text{ N.m} \Rightarrow$ la zone comprimée se trouve dans la table de compression.

Donc : la station de calcul sera considérée comme une section rectangulaire de dimensions $((b \times h) = (60 \times 20)) \text{ cm}^2$.

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

$$\mu = \frac{M_{Tmax}}{\sigma_b b d^2} = \frac{5301,40}{14,17 \cdot 60 \cdot 18^2} = 0,0192$$

Acier Fe E 400 $\Rightarrow \mu_t = 0,392$

$\mu = 0,0192 < \mu_t = 0,392 (\text{Acier Fe E 400}) \Rightarrow A'$ n'existe pas et $1000\varepsilon_1 > 1000\varepsilon_2$

$\Rightarrow \sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0242$

$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9903$

$A = \frac{M_{tmax}}{\sigma_s \beta d} \Rightarrow \frac{5301,40}{348 \cdot 0,9903 \cdot 18} = 0,85 \text{ cm}^2$

- **Condition de non-fragilité :**

$A_{min} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{Fe}$

$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$

$A_{min} = 0,23 * 60 * 18 * \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$

Donc ; $A_t = \max(A_{min}; A_{cal}) = 1,30 \text{ cm}^2$

Choix : **3T10** $\rightarrow A_t = 2,35 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- **ELS :**

$M_{tmax} = 4874,4 \text{ N.m}$

- **Vérification des contraintes :**

Fissuration par nuisible \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s .

σ_b : ?

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{bh_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \cdot 4^2}{2} - 15 \cdot 2,35(18 - 4) = -13,5 < 0$$

\Rightarrow L'axe neutre se trouve dans la nervure \Rightarrow Section en Té

$$D = \frac{(b-b_0)h_0 + 15A}{b_0} = \frac{(60-12)4 + 15 \cdot 2,35}{12} = 18,94 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b-b_0)h_0^2 + 30 \cdot A \cdot d}{b_0} = \frac{(60-12)4^2 + 30 \cdot 2,35 \cdot 18}{12} = 169,75 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -18,94 + \sqrt{18,94^2 + 169,75} = 4,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bY_1^3 - (b-b_0)(Y_1-h_0)^3}{3} + 15A(d - Y_1)^2 = 8188,34 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tmax}^s}{I} = \frac{4874,4}{8188,34} = 0,595$$

$$\sigma_b = KY_1 = 0,595 \cdot 4,05 = 2,41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

• **Conclusion :**

$$\sigma_b = 2,41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

Fissuration peut- nuisible

\Rightarrow les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.

b- Au niveau des appuis :

• **ELU**

$$M_{amax} = -6562,70 \text{ N.m}$$

Comme la table se trouve dans la zone tendue, elle n'intervient pas dans le calcul et, par conséquent, la section en Té doit être considérée comme une section rectangulaire de largeur 12 cm et hauteur 20 cm.

$$\mu = \frac{M_{amax}}{\sigma_b \cdot b_0 \cdot d^2} = \frac{6562,70}{14,17 \cdot 12 \cdot 18^2} = 0,1191$$

$$\mu = 0,1191 < \mu_L = 0,392 \text{ (acier de Fe E400)} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,1590$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9364$$

$$A = \frac{M_{amax}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{6562,70}{348 \cdot 0,9364 \cdot 18} = 1,12 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non- fragilité :**

$$A_{min} = 0,23b_0 \cdot d \frac{f_{t28}}{Fe}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

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

Donc ; $A_t = \max(A_{min}; A_{cal}) = 1,12 \text{ cm}^2$

Choix : 1T12 + 1T10 $\rightarrow A = 2,32 \text{ cm}^2$

- **ELS :**

$$M_{amax}^s = -4651,70 \text{ N.m}$$

Fissuration peu – nuisible \Rightarrow il nous suffit seulement de vérifier que $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \cdot f_{c28}$

- | | | |
|---|---|---|
| <ul style="list-style-type: none"> - Section rectangulaire sans A' - Flexion simple - Acier FeE400 | } | $\text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b}$ |
|---|---|---|

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{4651,70}{6562,70} = 1,41$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} = \frac{1,41-1}{2} + \frac{2,1}{100} = 0,455$$

$$\alpha = 0,1590 < 0,435 \Rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma_b}$$

Donc : les armatures calculées à l'ELU sont maintenues.

- **Calcul des armatures transversales :**

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

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b \times d} = \frac{10663,80}{12 \cdot 18} \cdot 10^{-2} = 0,49 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,13 \cdot f_{c28} = 0,13 \cdot 25 = 3,25 \text{ MPa}$$

Donc ; $\tau_u = 0,49 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversale sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- **Diamètre des armatures transversales :**

Selon le BAEL91 : le Diamètre Φ_t des armatures transversales d'âme d'une poutre est donnée par l'inégalité suivant :

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_t \min \right) \quad \text{Avec } \varphi_t \min : \text{Diamètre de l'armatures longitudinale}$$

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{20}{35}, \frac{12}{10}, 1 \text{ cm} \right) \Rightarrow \varphi_t \leq \min (0.57, 1.2, 1) \text{ cm}$$

$$\varphi_t \leq 0.57 \text{ cm}$$

On adopte $\Phi_t = 0,6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$

soit $2\phi 6 \Rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$. (A_t : section d'un seul cours transversal).

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

- Selon le BAEL91 :

Soit S_t : l'espacement entre les armatures transversales.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_{t1}} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 \cdot f_{tj} K)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K = 0 \text{ cas de reprise de bétonnage; } \alpha = 90^\circ \\ S_{t2} \leq \min \{0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}\} \\ S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{b_0 \delta_{t1}} \geq \frac{\gamma_s \tau_u}{0,9 \cdot Fe (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$\Rightarrow S_{t1} \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot Fe (\cos \alpha + \sin \alpha)}{b_0 (\tau_u)}$$

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$Fe = 235 \text{ MPa}$$

A_t : section des armatures transversales flexion simple. $\rightarrow K = 1$

$$\Rightarrow S_{t1} \leq \frac{0,9 \cdot 0,56 \cdot 235}{12(0,82)} = 12,04 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min (0,9 \cdot d ; 40) \text{ cm} \leq \min (0,9 \cdot 18 ; 40) \text{ cm}$$

$$\leq \min (16,2 ; 40) \text{ cm}$$

$$\leq 16,2 \text{ cm}$$

- $\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} = \frac{0,56 \cdot 235}{0,4 \cdot 12} = 27,4 \text{ cm}$

- **Conclusion :**

- $\delta_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

- **Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

($V_{u \max} = 10,663 \text{ KN}$), donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad \text{Avec : } b_0 = 12 \text{ cm, } d = 18 \text{ cm, } V_u = 15,10 \text{ KN, Fissuration peu nuisible}$$

$$= \frac{10663,80}{12 \cdot 18} * 10^{-2} = 0,49 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,13 \cdot f_{c28} = 0,13 \cdot 25 = 3,25 \text{ MPa}$$

Donc ; $\tau_u = 0,49 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

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

- au droit de l'appui de rive :

$$A_\ell \geq \frac{\gamma_s}{F_e} T_u$$

$$A_\ell = 2,35 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15 \cdot 10663,80 \cdot 10^{-2}}{400}$$

$$A_\ell = 2,35 \text{ cm}^2 \geq 0,31 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

- au droit de l'appui intermédiaire :

$$A_\ell \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[T + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right]$$

$$A = 2,35 \geq \left[10663,80 + \frac{-6562,7}{0,9 \cdot 18} \right] \cdot \frac{1,15}{400} \cdot 10^{-2}$$

$$A = 2,35 \text{ cm}^2 \geq 0,29 \text{ cm}^2 \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifier}$$

Donc : les armatures longitudinales inférieures peuvent résister à l'effort de traction provoqué par l'effort tranchant.

2.3.7. Coupe transversale d'une poutrelle :

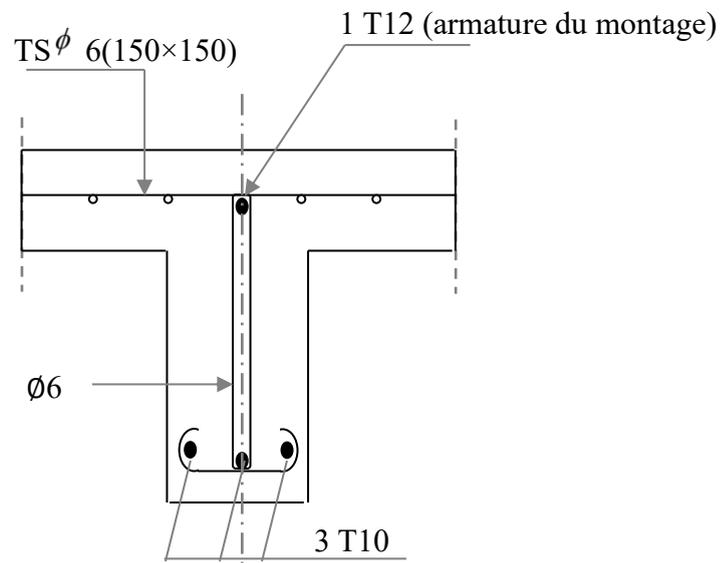


Figure 49 : Coupe au niveau de la travée.

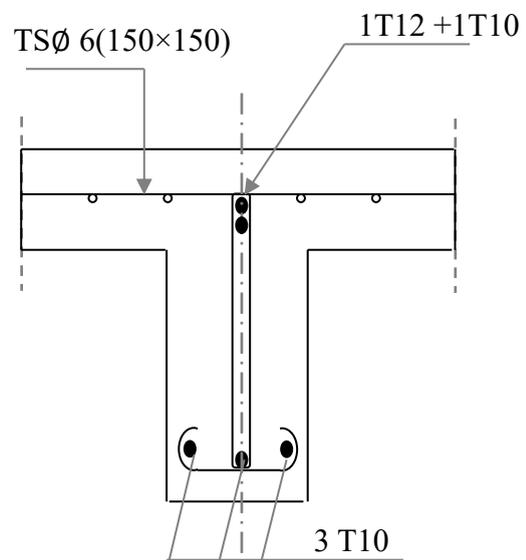


Figure 50 : Coupe au niveau de l'appui.

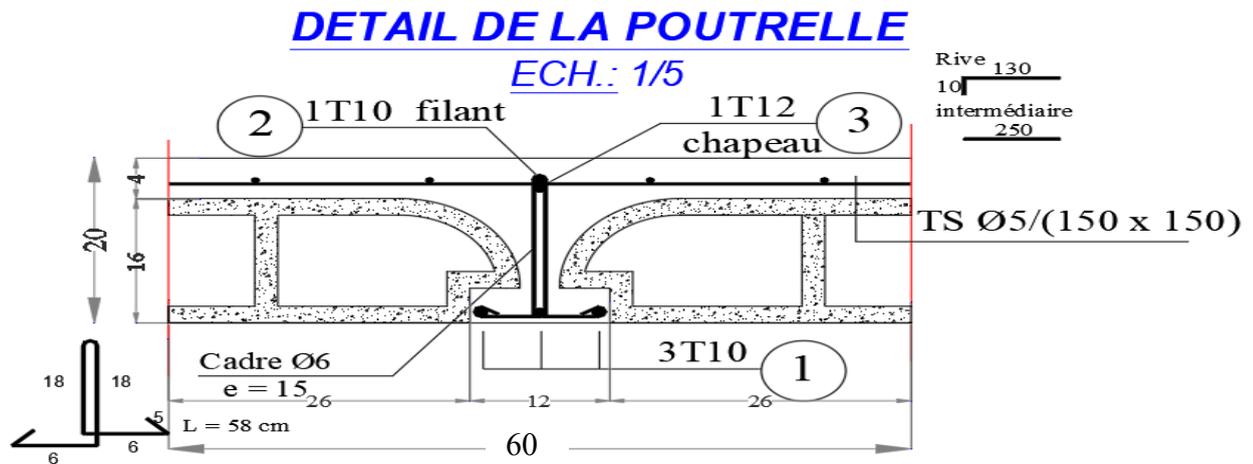


Figure 51 : Détail de la poutrelle

2.3.8. Vérification de la flèche :

Suivant les règles BAEL 91, il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

• Vérification de la flèche de premier étage :

• $\frac{h}{L} = \frac{20}{390} = 0,05 < \frac{1}{16}$ Condition non vérifiée.

• $\frac{h}{L} = 0,05 < \frac{1}{10} * \frac{5105,50}{9924,50} = 0,051$ Condition non vérifiée.

• $\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \cdot 18} = 0,011 > \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,010$ Condition non vérifiée.

Les trois conditions ne sont pas tous vérifiées ; donc, le calcul de la flèche est nécessaire.

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

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

j : la charge permanente avant mise en place des cloisons $\Rightarrow (j = g - 100 \text{ kg/m}^2)$

p : la charge totale (g+ charge d'exploitation)

Pour un plancher terrasse : j=g

$$g = 550 \text{ kg/m}^2$$

$$j = 550 - 100 = 450 \text{ kg/m}^2$$

$$p = 550 + 250 = 800 \text{ kg/m}^2$$

• **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_g^s = 0,70M_{0g} = 0,70 \cdot 5500 \cdot \frac{3,90^2}{8} * (0,6) = 4391,89 \text{ N.m}$$

$$M_j^s = 0,70M_{0j} = 0,70 \cdot 4500 \cdot \frac{3,90^2}{8} * (0,6) = 3593,36 \text{ N.m}$$

$$M_p = 0,70M_{0p} = 0,70 \cdot 8000 \cdot \frac{3,90^2}{8} * (0,6) = 6388,20 \text{ N.m}$$

• **Calcul du moment d'inertie I₀ :**

$$v_1 = \frac{\sum \delta_i y_i}{\sum \delta_i} \quad v_2 = h - v_1$$

$$v_1 = \frac{4 \cdot 60 \cdot 2 + 16 \cdot 12 \cdot 12 + 15 \cdot 2,35 \cdot 18}{4 \cdot 60 + 16 \cdot 12 + 15 \cdot 2,35} = 7,31 \text{ cm.}$$

$$v_2 = h - v_1 = 20 - 7,31 = 12,68 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \cdot v_1^3}{3} - \frac{(b - b_0)(v_1 - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 \cdot v_2^3}{3} + n \cdot A(d - v_1)^2$$
$$= \frac{60 \cdot 7,31^3}{3} - \frac{(60 - 12)(7,31 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot 12,68^3}{3} + 15 \cdot 2,35(18 - 7,31)^2$$
$$\Rightarrow I_0 = 19415,24 \text{ cm}^4.$$

• **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :**

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A \cdot B_1 \cdot d}$$

$$\ell_1 = 100\ell = 100 \cdot \frac{A}{b_0 d} = 100 \cdot \frac{2,35}{12 \cdot 18} = 1,1 \quad \xrightarrow[\text{ELS}]{\text{tableau}} \beta_1 = 0,856$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_s^g}{A\beta_1 d} = \frac{4391,89}{2,35 \cdot 0,856 \cdot 18} = 121,29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_s^j}{A\beta_1 d} = \frac{3593,36}{2,35 \cdot 0,856 \cdot 18} = 99,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_s^p}{A\beta_1 d} = \frac{6388,20}{2,35 \cdot 0,856 \cdot 18} = 176,43 \text{ MPa}$$

• **Calcul du μ_j, μ_g, μ_p :**

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,011 \cdot 121,29 + 2,1} = 0,49$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,011 \cdot 99,24 + 2,1} = 0,57$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,011 \cdot 176,43 + 2,1} = 0,37$$

• **Calcul des moments d'inertie fictifs (I_f) :**

$$I_f = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda \mu} \quad \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,35}{12 \cdot 18} = 0,011$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}) \cdot 0,011} = 3,67$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \cdot \lambda_i = \frac{0,02 f_{t28}}{(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}) \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}) \cdot 0,011} = 1,47$$

$$I_{fvg} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = 1,1 \cdot \frac{19415,24}{1 + 1,47 \cdot 0,49} = 12414,56 \text{ cm}^4$$

$$I_{fij} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = 1,1 \cdot \frac{19415,24}{1 + 3,67 \cdot 0,57} = 6907,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = 1,1 \cdot \frac{19415,24}{1 + 3,67 \cdot 0,49} = 7632,05 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = 1,1 \cdot \frac{19415,24}{1 + 3,67 \cdot 0,37} = 9057,54 \text{ cm}^4$$

• **Calcul des flèches partielles :**

$$E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow f_{gv} = \frac{M_g \ell^2}{10 E_V \cdot I_{fvg}} = \frac{4391,89 \cdot 3,90^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 10818,87 \cdot 12414,56} = 0,50 \text{ cm}$$

$$\rightarrow f_{ji} = \frac{M_j \ell^2}{10E_i \cdot I_{fji}} = \frac{3593,36 \cdot 3,90^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 32164,20 \cdot 7632,05} = 0,66 \text{ cm}$$

$$\rightarrow f_{gi} = \frac{M_g \ell^2}{10E_i \cdot I_{fgi}} = \frac{4391,89 \cdot 3,90^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 32164,20 \cdot 7632,05} = 0,27 \text{ cm}$$

$$\rightarrow f_{pi} = \frac{M_p \ell^2}{10E_i \cdot I_{fpi}} = \frac{6388,20 \cdot 3,90^2 \cdot 10^4}{10 \cdot 32164,20 \cdot 9057,54} = 0,33 \text{ cm}$$

- **Flèche total :**

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

$$\Delta f_t = (0,50 - 0,66) + (0,33 - 0,27) \Rightarrow \Delta f_t = 0,10 \text{ cm}$$

- **La flèche admissible :**

Si la portée -L est au plus égale à 5m : $L \leq 5\text{m} \Rightarrow \Delta f_{\max} = \frac{L}{500}$

$$\Rightarrow \Delta f_{t\max} = \frac{390}{500} \text{ cm} = 0,78 \text{ cm}$$

- **Conclusion :**

$$\Delta f_t = 0,10\text{cm} < \Delta f_{t\max} = 0,78 \text{ cm} \Rightarrow \text{la flèche vérifiée}$$

3. PLANCHERS A DALLE PLEINE (RDC) :

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, généralement de faible épaisseur, qui couvrent de grandes surfaces avec des portées spécifiques notées Lx et Ly. Elles sont utilisées pour supporter des charges verticales, comme celles des étages supérieurs ou du mobilier, et transmettre ces charges aux autres éléments structurels du bâtiment, comme les poutres et les colonnes.

Les caractéristiques de ce type de dalle incluent :

- **Épaisseur réduite :** Les dalles pleines sont conçues pour être minces tout en maintenant une résistance et une rigidité suffisantes. L'épaisseur varie en fonction des charges à supporter et des portées.
- **Renforcement en acier :** Pour augmenter la résistance et contrôler les fissures, des barres d'acier ou des treillis sont utilisés comme armature à l'intérieur de la dalle.
- **Portées Lx et Ly :** Les portées représentent les dimensions horizontales de la dalle dans les directions x et y. La taille de ces portées détermine l'étendue de la dalle et influence son épaisseur et ses besoins en renforcement.

- **Fonctionnement bidirectionnel** : Les dalles pleines peuvent fonctionner dans les deux directions, ce qui signifie qu'elles peuvent répartir les charges de manière uniforme dans les deux sens, assurant une plus grande stabilité structurelle.

Les dalles pleines sont largement utilisées dans la construction d'immeubles résidentiels et commerciaux, car elles offrent une surface plane et continue, facilitant l'installation de finitions intérieures et le positionnement des cloisons. Leur conception demande une analyse minutieuse pour garantir qu'elles répondent aux exigences structurelles tout en optimisant l'utilisation des matériaux.

3.1. Méthode de calcul :

La méthode de calcul dépend du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}, \alpha \leq 1$

- Pour $\rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions.

Les dalles de la structure portent suivant deux directions (voir chapitre 2) \Rightarrow le calcul se fait en flexion simple.

- Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

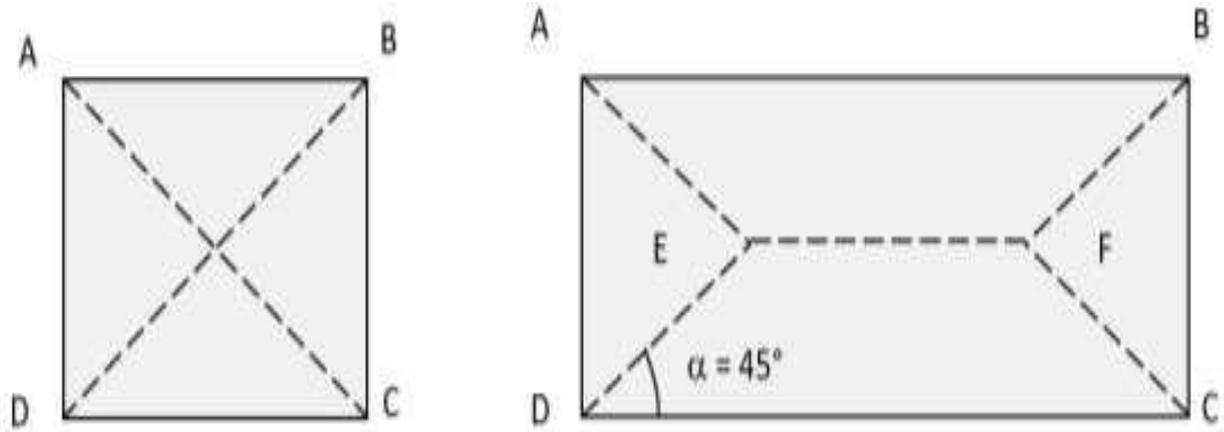
La dalle est considérée comme reposant sur 4 côtés ; Considérons 2 bandes :

- Une bande suivant le sens x de longueur l_x et de largeur 1m
- Une bande suivant le sens y de longueur l_y et de largeur 1m
- Constatations :

Sous l'effet de la charge :

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

- Les lignes de ruptures déterminées par essai de chargement figurent en traits interrompus



Où :

Figure 52 : Les lignes de rupture déterminées Par essai de chargement

Panneau de dalle de forme carrée Panneau de dalle de forme rectangulaire Résultats :

- Deux moments fléchissant agissent est sont évalués forfaitairement ;
- Les aciers sont porteurs dans les 2 sens.

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. [A.7.2,2 BAEL 91].

3.1.1. Exemple de calcul :

Nous allons ferrailer la dalle a manuellement en détail. Le calcul se fait flexion simple.

La dalle est exposée aux intempéries (a = 1 cm), nous placerons la génératrice des armatures le plus bas possible.

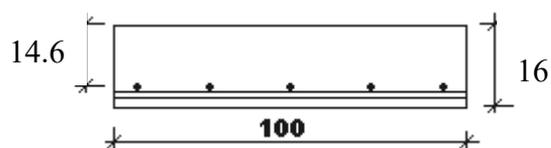


Figure 53 : Disposition des armatures de la nappe inférieure.

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

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm}$$

Donc ; on prendra $\phi = 8 \text{ mm}$

a- Calcul de l'enrobage :

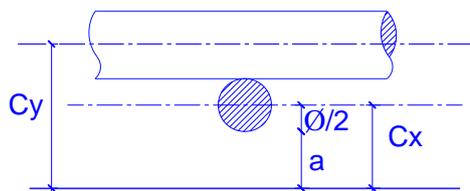


Figure 54 Enrobage

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 10 + \frac{8}{2} = 14 \text{ mm} \\ C_y = 10 + 8 + \frac{8}{2} = 22 \text{ mm} \end{cases}$$

b- Les hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - c_x = 16 - 1,4 = 14,6 \text{ cm}$$

$$d_y = h_d - c_y = 16 - 2,2 = 13,8 \text{ cm}$$

c- Evaluation des charges

D'après la descente de charge effectuée dans le chapitre II :

$$G = 571 \text{ kg/m}^2$$

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

d- Combinaison fondamentale :

ELU

$$\bar{q}_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\begin{aligned} \bar{q}_u &= 1,35 \cdot 571 + 1,5 \cdot 250 \\ &= 1145,85 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \cdot 1 = 1145,85 \text{ kg/m}^2$$

ELS

$$\bar{q}_s = G + P$$

$$\begin{aligned} \bar{q}_s &= 571 + 250 \\ &= 821 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_s = \bar{q}_s \cdot 1 = 821 \text{ kg/m}^2$$

e- Calcul des moments fléchissant et détermination des armatures :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

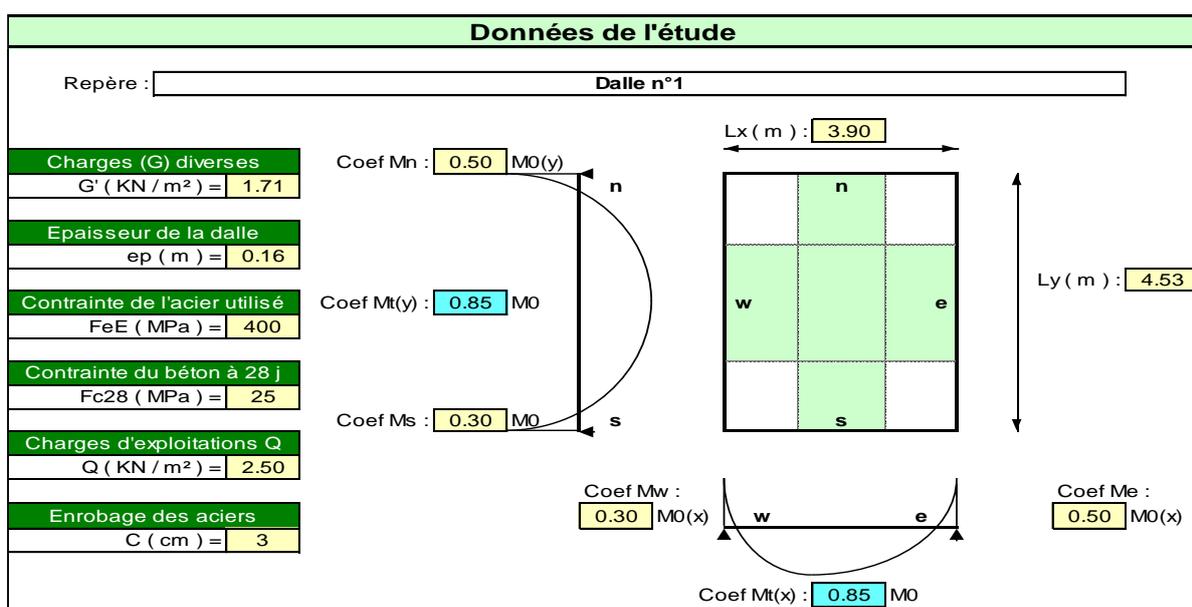


Figure 55 : Panneau le plus sollicité

Nous proposons le calcul détaillé de la dalle

Evaluation des charges :

$$G = 571 \text{ kg/m}^2$$

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

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 11,46 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{ser} = G + Q = 8,21 \text{ KN/m}^2.$$

Calcul des moments fléchissant :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

- **P'ELU** : $v = 0$

$$\alpha = \frac{3,90}{4,53} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

A partir du tableau de Barres :

$$\mu_x = 0.0496$$

$$\mu_y = 0.7052$$

D'où :

Les moments pour les deux bandes de largeur sont :

$$M_{0x} = 0.0496 \times 11,46 \times 3,90^2 = 8,65 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0,7052 \times 8,65 = 6.10 \text{ KN.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_x :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 7.35 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{axg} = 0.30 \times M_{0x} = 2.59 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{axd} = 0.50 \times M_{0x} = 4.32 \text{ KN.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_y :

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 5.19 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ayg} = 0.30 \times M_{0y} = 1.83 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ayd} = 0.50 \times M_{0y} = 3.05 \text{ KN.m/ml}$$

Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :

$$M_{ty} \geq (M_{tx}/4) = 1.84 \text{ KN.m/ml}$$

Ferraillage :

Table 23 : Ferraillage de la dalle à L'ELU

	Dans le sens (x x')			Dans le sens (y y')		
	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée
M_u (KN.m)	2.59	4.32	7.35	1.83	3.05	5.19
μ	0.0088	0.018	0.031	0.0076	0.013	0.0022
α	0.014	0.023	0.039	0.010	0.016	0.003
β	0.9944	0.9908	0.9844	0.996	0.9936	0.9988
d (m)	0.143	0.142	0.141	0.143	0.143	0.143
A_s (cm ² /ml)	0.52	0.88	1.52	0.37	0.62	1.04
$A_{s\ min}$ (cm ² /ml)	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73
choix	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12
A_s Choix (cm ² /ml)	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26	2.26

- **L'ELS** : $\nu = 0.20$

Prendre fissuration préjudiciable

$$\alpha = 0.86 \Rightarrow \mu_x = 0.0566$$

$$\mu_y = 0.7933$$

Les moments pour les deux bandes de largeur sont :

$$M_{0x} = 0.0566 \times 11.46 \times 3.90^2 = 9.86 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0.7933 \times 9.86 = 7.82 \text{ KN.m/ml}$$

- **Bande de largeur de 1m parallèle à l_x** :

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 8.38 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{axg} = 0.30 \times M_{0x} = 2.96 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{axd} = 0.50 \times M_{0x} = 4.93 \text{ KN.m/ml}$$

- **Bande de largeur de 1m parallèle à l_y :**

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 6.65 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ayg} = 0.30 \times M_{0x} = 2.35 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ayd} = 0.50 \times M_{0x} = 3.91 \text{ KN.m/ml}$$

Valeur minimale à respecter (selon le BAEL 91) :

$$M_{ty} \geq (M_{tx}/4) = 2.10 \text{ KN.m/ml}$$

Ferraillage :

Table 24 : Ferraillage de la dalle à L'ELS.

	Dans le sens (x x')			Dans le sens (y y')		
	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée	Sur appui (gauche)	Sur appui (droite)	En travée
M_{ser} (kN.m)	2.96	4.93	8.38	2.35	3.91	6.65
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15
$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa) $=110\sqrt{1.6 * 2.1}$	201.63	201.63	201.63	201.63	201.63	201.63
d (m)	0.144	0.144	0.144	0.144	0.144	0.144
μ	0.010	0.017	0.029	0.0081	0.013	0.023
β	0.996	0.9932	0.9884	0.9968	0.9948	0.9908
A_s (cm ² /ml)	1.02	1.71	2.92	0.81	1.35	2.31
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73	1.73
choix	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
A_s Choix (cm ² /ml)	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14

• **Vérification à l'effort tranchant**

La dalle est réalisée sans reprise de bétonnage

$$\tau_u \leq 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x}{2} = \frac{11.4585 \cdot 3.90}{2} = 22.34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{0.02234}{1 \times 0.144} = 0.155 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

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

- **Choix de armatures**

$$A_{final} = (A_u; A_{ser})$$

Le choix final des armatures pour le plancher figure dans le tableau suivant.

Table 25 : ferrailage de la dalle

Sens	A (cm ²)	Choix	Espacement (cm)
X	A _t =2,92	4T10= 3,14 cm ²	25
	A _a = 1,73	4T10= 3,14 cm ²	25
Y	A _t =2,31	4T10= 3,14 cm ²	25
	A _a =1,73	4T10= 3,14 cm ²	25

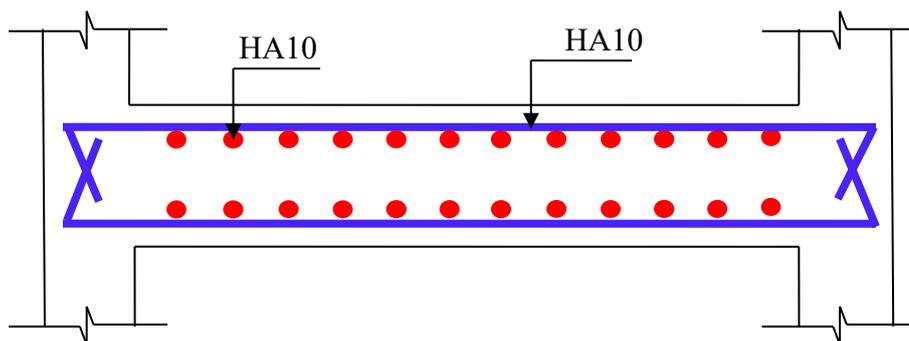


Figure 56 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine.

Chapitre 5

**ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRES**

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. ETUDE DE L'ACROTÈRE

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

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable. Dans ce cas, le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

L'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- G (poids propres) sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q = 1\text{KN/ml}$

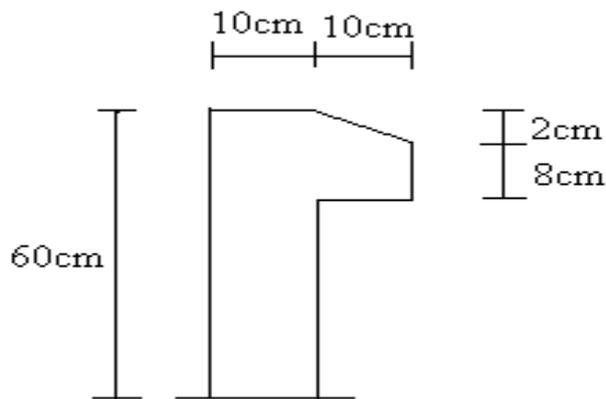


Schéma réel

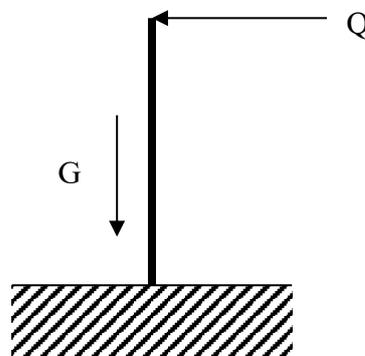


Schéma statique

1.1. 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 **10 cm** en flexion composée. Étant donné que l'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration sera considérée donc, comme préjudiciable.

1.1.1. Sollicitation :

- Le poids propre : W_p

W_p : Poids de l'élément considéré.

$$\begin{aligned}W_p &= 229,38 \text{ kg/ml} \\ &= 2.2938 \text{ kN/ml}\end{aligned}$$

- 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]

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version2003)]

Pour notre bâtiment, on a :

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

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

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.2938$$

$$F_p = 1,101 \text{ KN}$$

1.1.2. Effort normal et moment fléchissant :

- Etat limite ultime (ELU) :

$$N_u = 1.35W_p \Rightarrow N_u = 1.35 \times 2.229 \Rightarrow N_u = 3.009 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot L \Rightarrow M_u = 1.5 \times 1.101 \times 0.6 \Rightarrow M_u = 0.991 \text{ KN.m}$$

- Etat limite de service (ELS) :

$$N_{ser} = W_p \Rightarrow N_{ser} = 2.229 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = F_p \cdot L \Rightarrow M_{ser} = 0.6606 \text{ KN.m}$$

1.2. Détermination des armatures :

Le ferrailage de l'acrotère sera calculé à la flexion composée pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10cm ; la section de calcul est (100×10) cm².

1.2.1. Etat limite ultime :

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

Selon l'article (A.4.4 du BAEL91), en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,991}{3,009} = 0,329 \text{ m}$$

$$e_0 = 0.329 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$$

Le ferrailage se fera en flexion composée, en fissuration préjudiciable sur un mètre linéaire.

$$h = 0.1 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0,8 \times h = 0,08 \text{ m}$$

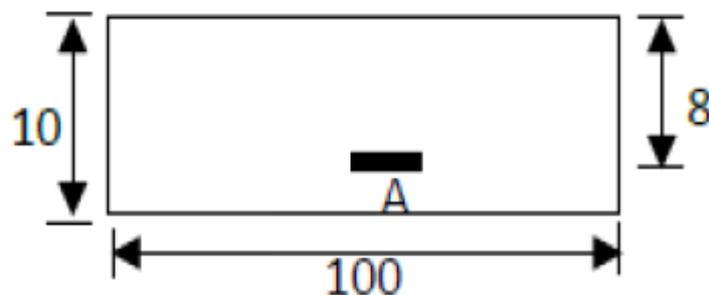


Figure 57 : Section de calcul.

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.

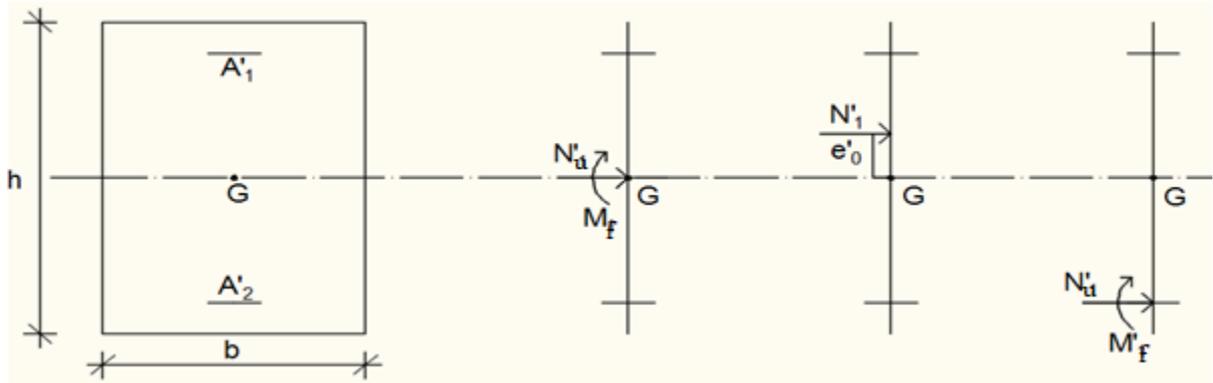


Figure 58 : Position du point d'application de l'effort normal N_u . (*)

$$M_u^f = N_u \times e = N_u \cdot \left(e_0 + \frac{h}{2} - C' \right) = 3.009 \times \left(0.329 \times \frac{0.1}{2} - 0.02 \right) = 1,0802 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimée**

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1,0802 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 9^2} = 0.0119$$

$$\mu_L = 0.8 \times \alpha \times (1 - 0.4 \times \alpha_L)$$

$$\alpha = \frac{3.5}{3.5 + 1000\delta_s} \Rightarrow \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.688 \quad \text{avec } 1000\delta_s = \frac{f_e}{E \cdot \delta} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.74$$

$$\mu_L = 0.8 \times 0.688 \times (1 - 0.4 \times 0.688) = 0.392$$

$$\mu_L = 0.392 > \mu = 0.0119 \quad \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

- **Calcul de la section d'armatures**

- **Flexion simple**

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1,0802 \times 10^3}{348 \times 0.997 \times 9} = 0,389 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \beta = 1 - 0.4\alpha \Rightarrow \beta = 0.997$$

- **Flexion composée**

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0.389 - \frac{1,0802 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,36 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.25\% \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_t = 2.5 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$6T10 \rightarrow A = 4.71 \text{ cm}^2$$

$$(T10 \rightarrow e = 15 \text{ cm})$$

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

- **Armatures de repartiions**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.175 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } 5T8 \quad A_s = 2.51 \text{ cm}^2$$

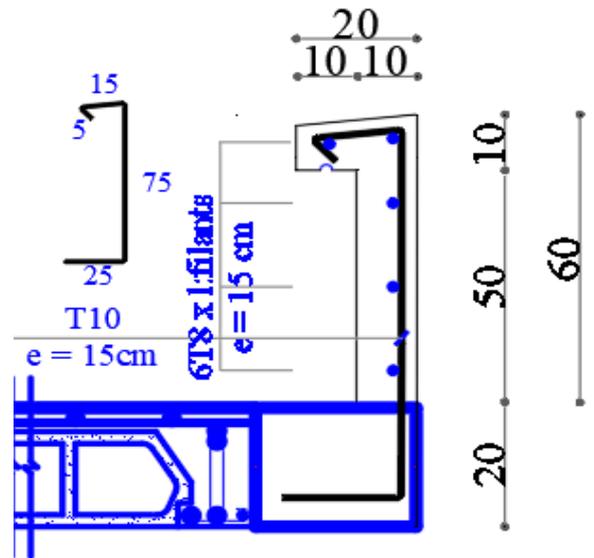


Figure 59 : Ferrailage de l'acrotère

1.2.2. Etat limite de service (E.L.S)

$$N_{ser} = 2.229 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 0.6606 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'excentricité**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6606}{2.229} = 0.296 \text{ m}$$

$$e_o = 0.296 \text{ m} > e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.0167 \text{ m}$$

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

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au c.d.g des armatures tendues.

$$M_{ser/A} = M_{ser} + N_{ser} \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.6606 + 2.229 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.7275 \text{ kN.m/ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS : $\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

La contrainte de l'acier :

Selon la rectification 99 du BAEL91 Arti.A.4.5.33 (cas de fissuration préjudiciable)

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201,63} \times 0,08 = 0,042 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0,08 - \frac{0,042}{3} = 0,066 \text{ m}$$

$$\bar{M}_1 = \frac{1}{2} * b * X * \bar{\sigma}_{bc} * Z = 1/2 (1 \times 0,066 \times 15 \times 0,066) = 0,033 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ser/A} = 0,7275 \times 10^{-2} \text{ MN.m/ml} < \bar{M}_1 = 0,033 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser/A} < \bar{M}_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{Z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0,7275 \times 10^{-3}}{0,066 \times 201,63} = 0,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0,55 \times 10^{-4} - \frac{2,229 \times 10^{-3}}{201,63}$$

$$A_{ser} = 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} > \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,175 \text{ cm}^2$$

- **Vérification au cisaillement :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 0,15 \text{ t/ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{0,15}{1 \times 0,08} \times 10^{-2} = 0,018 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

2. ETUDE DES ESCALIERS

Les escaliers sont des éléments d'ouvrage qui permettent le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble qu'ils relient. Nous allons détailler l'étude des escaliers de l'étage courant.

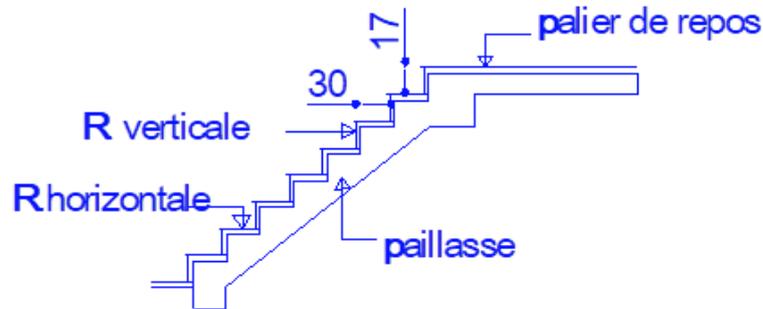


Figure 60 : Schéma descriptif d'un escalier à paillasse avec un palier de repos.

2.1. Pré dimensionnement :

2.1.1. Dimensionnement des marches et contre marches

On a : $h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{n-1}$

D'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n-1} + 2 \right) * \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m+L+2H)n + 2H = 0$ (2)

Avec : $m=64$ cm, $H= 153$ cm et $L= 240$ cm

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 610n + 408 = 0$

La solution de l'équation est : $n= 9$ (nombres de marche)

Donc : $n-1 = 8$ (nombre de marche)

$$h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm et } g = \frac{L}{n-1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 * 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} : \text{Condition vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 8 marches avec **g = 30** cm et **h= 17** cm

L'angle d'inclinaison est :

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0.57 \Rightarrow \alpha = 30^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0.87$$

• **Epaisseur de la volée (e_v) :**

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{30} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{468}{30 \cdot 0.87} \leq \frac{468}{20 \cdot 0.87} \rightarrow 12.325 \text{ cm } e_v \leq 18.49 \text{ cm}$$

$$e_v = 16 \text{ cm}$$

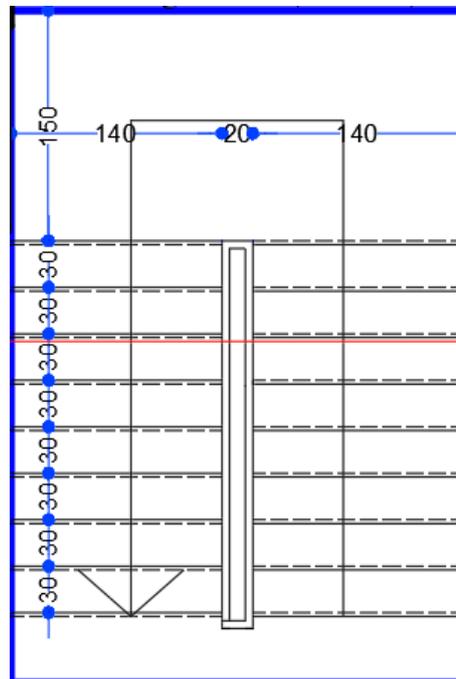


Figure 61 : Escalier a volées droites avec palier intermédiaire

2.2. Descente de charges :

2.2.1. Paillasse :

a- Charges permanentes :

- Poids propre de la paillasse ($2500 \times e_p / \cos \alpha$) $\rightarrow 462 \text{ kg/m}^2$
 - Poids propre des marches ($2200 \times h/2$) $\rightarrow 187 \text{ kg/m}^2$
 - Revêtement horizontale $\rightarrow 104 \text{ kg/m}^2$
 - Revêtement verticale ($104 \times h/g$) $\rightarrow 58,93 \text{ kg/m}^2$
 - Enduit au ciment ($18 \times 1.5 / \cos \alpha$) $\rightarrow 31.17 \text{ kg/m}^2$
-
- $G_1 = 843,1 \text{ kg/m}^2$

b- Charges d 'exploitation :

Locaux à usage d'habitation $\Rightarrow Q = 250 \text{ kg / m}^2$.

c- Combinaisons fondamentales :

- ELU :

$$\bar{Q}_{u1} = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 (843,1) + 1.5 (250) \Rightarrow \bar{Q}_{u1} = 1513,185 \text{ kg/m}^2.$$

- ELS :

$$\bar{Q}_{s1} = G_1 + Q_1 = 843,1 + 250 \Rightarrow \bar{Q}_{s1} = 1093,1 \text{ kg/ m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur :

$$q_{u1} = \bar{Q}_{u1} \times 1,00 \quad \Rightarrow q_{u1} = 1513,19 \text{ kg/ ml}$$

$$q_{s1} = \bar{Q}_{s1} \times 1,00 \quad \Rightarrow q_{s1} = 1093,1 \text{ kg / ml}$$

2.2.2. Palier :

a- Charges permanentes :

- Revêtement horizontale \longrightarrow 104 kg / m²

- Poids propre du palier (2500× e=0,16m) \longrightarrow 400 kg / m²

- Enduit au ciment (1.5 cm) (1800×0.015) \longrightarrow 27 kg / m²

$$\bar{G}_2 = 531 \text{ kg/m}^2$$

b- Surcharges d 'exploitation :

Locaux à usage d'habitation $\Rightarrow Q_2 = 250 \text{ kg / m}^2$.

c- Combinaisons fondamentales :

- ELU :

$$\bar{Q}_{u2} = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 (531) + 1.5 (250) \Rightarrow \bar{Q}_{u2} = 1091,85 \text{ kg/ m}^2$$

- ELS :

$$\bar{Q}_{s2} = G + Q = 531 + 250 \Rightarrow \bar{Q}_{s2} = 781 \text{ kg/ m}^2$$

Pour une bonde de 1m de largeur ; on a :

$$q_{u2} = \bar{Q}_{u2} \times 1,00 \Rightarrow q_{u2} = 1091,85 \text{ kg / ml.}$$

$$q_{s2} = \bar{Q}_{s2} \times 1,00 \Rightarrow q_{s2} = 781 \text{ kg / ml.}$$

2.3. Calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

Table 26 : Combinaison des charges

	ELU(kN/m)	ELS (kN/m)
Paillasse	15,13	10,93
Palier	10,92	7,81

qs $q_{s1} = 10,93 \text{ kN/m}^2$

qu $q_{u1} = 15,13 \text{ kN/m}^2$

qs $q_{s2} = 7,81 \text{ kN/m}^2$

qu $q_{u2} = 10,92 \text{ kN/m}^2$

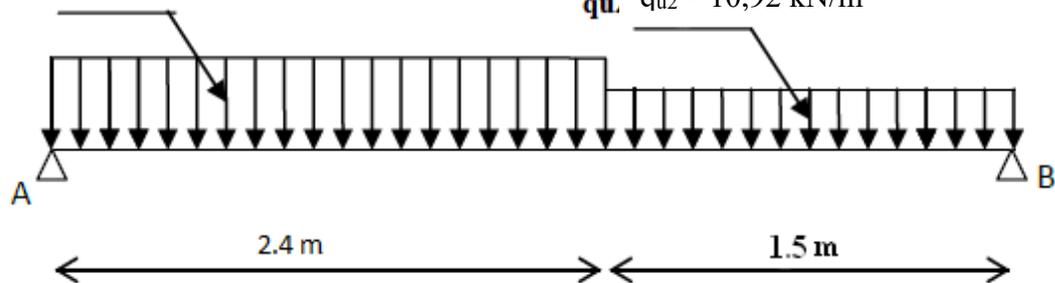


Figure 62 : Schéma statique (ELU et ELS)

a- Etat limite ultime (ELU) :

- Calcul des réactions :

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_{1u} \times 2,4 + q_{2u} \times 1,5$$

$$R_A + R_B = 15,13 \times 2,4 + 10,92 \times 1,5 \Rightarrow R_A + R_B = 52,69 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = (q_{1u} \times 2,4 \times (2,40/2 + 1,50) + q_{2u} \times 1,50 \times (1,50/2)) / 3,90$$

$$R_A = (15,13 \times 2,40 \times (2,40/2 + 1,50) + 10,92 \times 1,50 \times (1,50/2)) / 3,90 \Rightarrow R_A = 28,28 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow R_B = q_{1u} \times 2,40 \times (2,40/2) + q_{2u} \times 1,50 \times (1,50/2 + 2,40) / 3,90$$

$$R_B = (15,13 \times 2,40 \times (2,40/2) + 10,92 \times 1,50 \times (1,50/2 + 2,40)) / 3,90 \Rightarrow R_B = 24,40 \text{ KN}$$

b- Etat limite ultime (ELS) :

- Calcul des réactions

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_{1s} \times 2.4 + q_{2s} \times 1.5$$

$$R_A + R_B = 10,93 \times 2.4 + 7,81 \times 1.5 \Rightarrow R_A + R_B = 37,95 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = (q_{1s} \times 2.4 \times (2.40/2 + 1.50) + q_{2s} \times 1,50 \times (1,50/2)) / 3.90$$

$$R_A = (10,93 \times 2.40 \times (2.40/2 + 1.50) + 7,81 \times 1,50 \times (1,50/2)) / 3.90 \quad \Rightarrow R_A = 20,45 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow R_B = q_{1u} \times 2.40 \times (2.40/2) + q_{2u} \times 1.50 \times (1.50/2 + 2.40) / 3.90$$

$$R_B = (10,93 \times 2.40 \times (2.40/2) + 7,81 \times 1.50 \times (1.50/2 + 2.40)) / 3.90 \quad \Rightarrow R_B = 17,53 \text{ KN}$$

On utilise RDM6 pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants ; les résultats sont consignés ci-dessous :

ELU :

Moment fléchissant maximal = 26.45 kN.m à 1.872 m

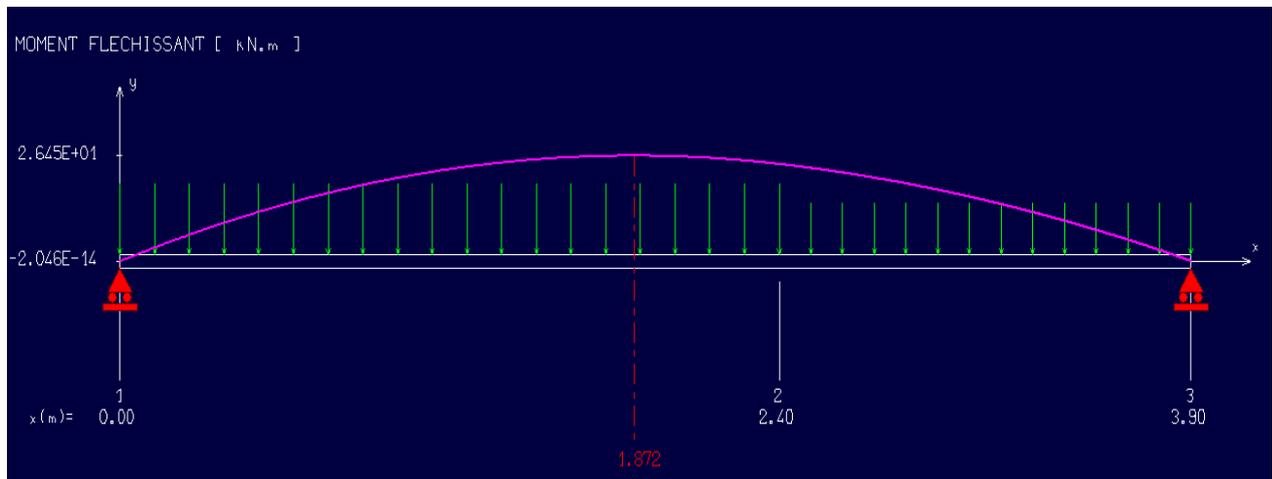


Figure 63 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

Ty (Effort tranchant) = -28,29 KN

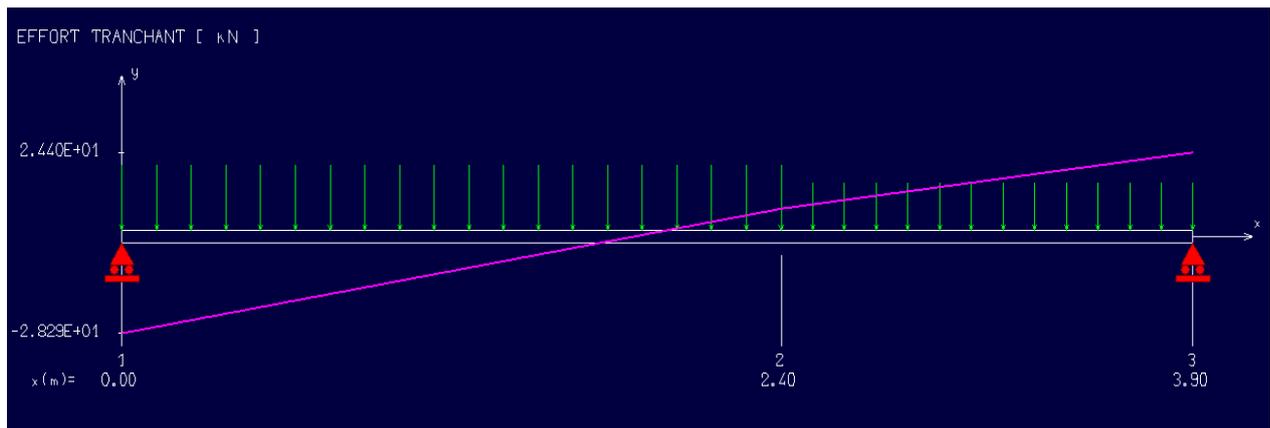


Figure 64 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

ELS :

Moment fléchissant maximal = 19.05 kN.m à 1.867 m

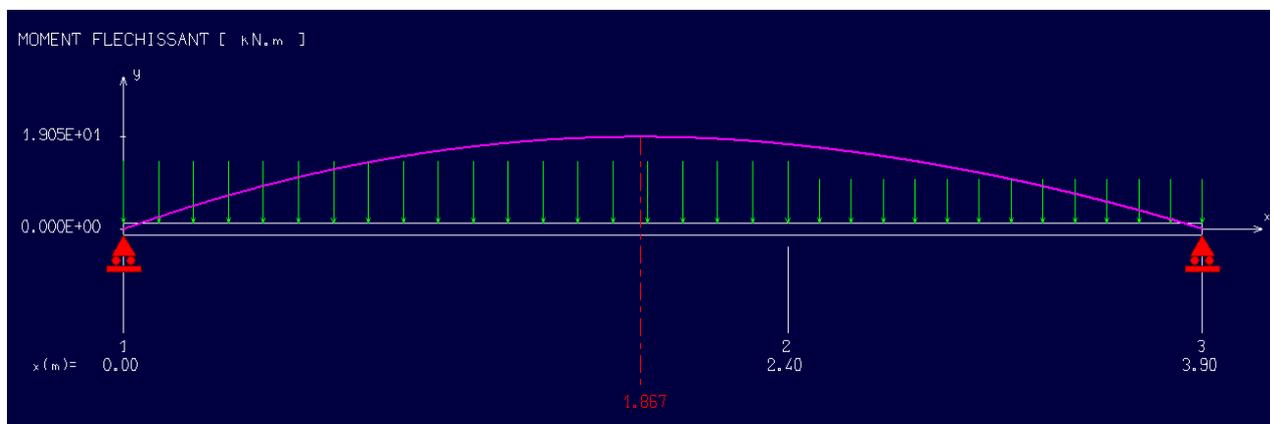


Figure 65 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

2.4. Calcul de ferrailage

a- ELU :

En travée :

$$M_{u \max} = 26,45 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = M_0 * 0.85 = 26.45 * 0.85 = \mathbf{22.48 \text{ KN.m}}$$

- Les données

Matériaux :

Béton : $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$

Acier : FeE400

Coffrage : $b = 1 \text{ m}$, $h = 0.15 \text{ m}$, $d = 0.135 \text{ m}$, $c = c' = 0.02 \text{ m}$

Sollicitation : $M_u=22,48 \text{ KN.m}$

- Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{22,48 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 14^2} = 0,0729$$

$$\mu_L = 0,8 \times \alpha \times (1 - 0,4 \times \alpha_L)$$

$$\alpha = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \delta_s} \Rightarrow \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,688 \quad \text{avec } 1000 \delta_s = \frac{f_e}{E \cdot \delta} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_L = 0,8 \times 0,688 \times (1 - 0,4 \times 0,688) = 0,392$$

$$\mu_L = 0,392 > \mu = 0,0119 \quad \Rightarrow \text{A' n'existe pas}$$

- Calcul de la section d'armatures

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0947$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9621$$

$$A = \frac{M_t \max}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{22,48 \times 10^3}{348 \cdot 0,9621 \cdot 14} = 4,80 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 = 5T12$

Espacement : $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 20 \text{ cm}$

- **Armatures de répartition :**

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

On adopte : $A_r = 2,26 \text{ cm}^2 = 2T12$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq 0,23 b d (f_{t28}/f_c) = 0,23 \times 100 \times 14 \times (2,1/400) = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = 1,69 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad A_s \geq A_{s \min} \quad \text{donc la condition est vérifiée}$$

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

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

$$T_u = 28,29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{28290}{1000 \times 140} = 0,202 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

b- Vérification à l'ELS :

Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

En travées

$$M_s = 19,05 \text{ KN.m}$$

$$M_i = M_0 * 0.85 = 16,19 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$(b/2) * y_1^2 - 15 * A_s * (d - y_1) = 50y_1^2 + 15 * 5.65 * (14 - y_1)$$

$$y_1 = 4,10 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b * Y^3) / 3 + 15[A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 * 4.10^3) / 3 + 15 * 5.65 * (14 - 4.1)^2 = 10603,71 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (19050 / 10603,71) * 4,10 = 7,36 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 7,36 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

En Appuis :

$$M_{ua} = -0.3 M_{max} = 5,72 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (5720 / 10603,71) * 4,10 = 2.21 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.21 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

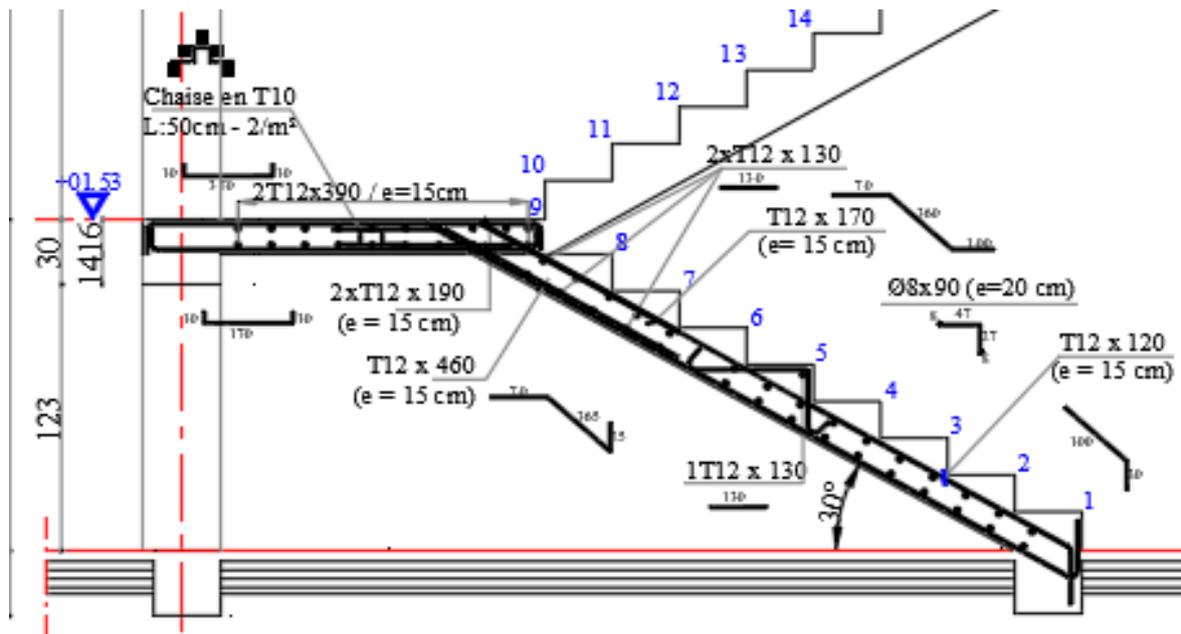


Figure 66 : Ferrailage de l'escalier

2.5. Calcul de la poutre palière :

2.5.1. Prédimensionnement

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le **CBA 93** et vérifié en considérant le **RPA 99/version 2003**.

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 340/15 \leq h \leq 340/10 \Rightarrow 22,67 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

On prendra : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

a- Vérifications des conditions imposées par le RPA99 V2003

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ C.V
- $h = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ C.V
- $h/b = 1 \leq 4$ C.V

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

2.5.2. Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre : $G = 0,30 * 0,30 * 25 = 2,25 \text{ KN/m}$

Réaction du palier (ELU) $R_{Bu} = 24,40 \text{ KN/ml.s}$

Réaction du palier (ELS) $R_{Bs} = 17,53 \text{ KN/ml}$.

Combinaison à considérer :

- **ELU :**

$$q_u = 1,35 G + R_{Bu}.$$

$$q_u = 1,35 * (2,25) + 24,40 = 27,44 \text{ KN/ml.}$$

- **ELS :**

$$q_s = G + Q = G + R_{Bs}.$$

$$q_s = 2,25 + 17,53 = 19,78 \text{ KN/ml.}$$

2.5.3. Calcul du ferrailage (ELU) :

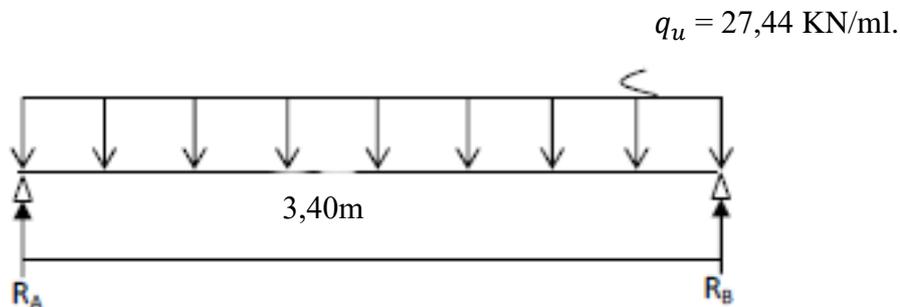


Figure 67 : Schéma statique (ELU)

$$R_A = R_B = (q_u * l) / 2 = 47,19 \text{ KN}$$

• Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{\max} = (q_u * l^2) / 8 = 39,65 \text{ KN.m}$$

Correction des moments

- **En appuis :**

$$M_a = - 0,3 M_0 = - 0,3 * 39,65 = - 11,90 \text{ KN.m.}$$

f-En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 * 39,65 = 33,70 \text{ KN.m.}$$

g- Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = 47,19 \text{ KN}$$

2.5.4. Les diagrammes des moments et efforts tranchants

ELU

Moment fléchissant maximal = 39.65 kN.m à 1.700 m

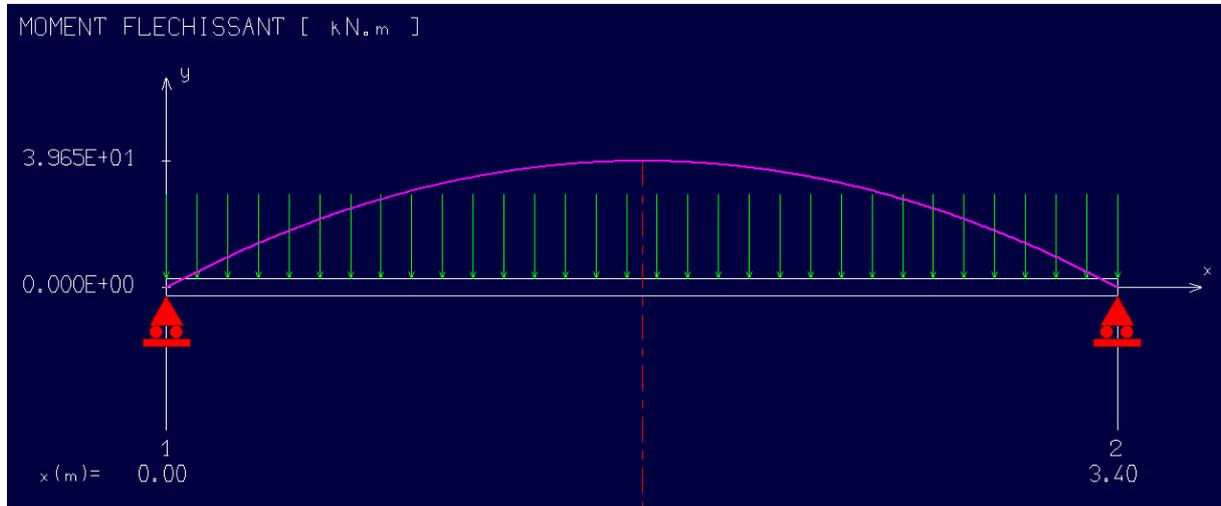


Figure 68 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

Effort tranchant = -46.65 ; 46.45 kN

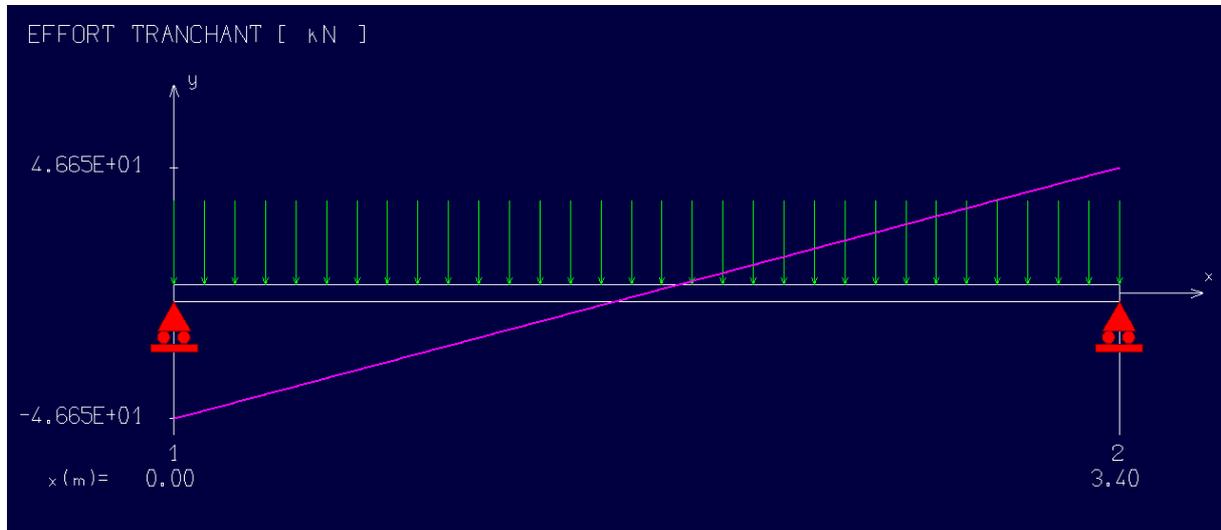


Figure 69 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

2.5.5. Calcul des armatures :

Armatures principales (longitudinal) :

a- En travée

$$M_u = 33,70 \text{ KN.m.}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimée

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{33,70 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times 27^2} = 0.1085$$

$$\mu_L = 0.8 \times \alpha \times (1 - 0.4 \times \alpha_L)$$

$$\alpha = \frac{3.5}{3.5 + 1000\delta_s} \Rightarrow \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.688 \quad \text{avec } 1000\delta_s = \frac{f_e}{E \cdot \delta} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.74$$

$$\mu_L = 0.8 \times 0.688 \times (1 - 0.4 \times 0.688) = 0.392$$

$$\mu_L = 0.392 > \mu = 0.1085 \quad \Rightarrow \text{A' n'existe pas}$$

Calcul de la section d'armatures

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,1439$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9424$$

$$A = \frac{M_{t \max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{33,70 \times 10^3}{348 \cdot 0,9424 \cdot 27} = 3,81 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : $A_{st} = 4,62 \text{ cm}^2 = 3T14$ (filante)

b- En appuis :

$$M_{ua} = 0.3M_{\max} = 11,90 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimée

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11,90 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times 27^2} = 0.0383$$

$$\mu_L = 0.8 \times \alpha \times (1 - 0.4 \times \alpha_L)$$

$$\alpha = \frac{3.5}{3.5 + 1000\delta_s} \Rightarrow \frac{3.5}{3.5 + 1.74} = 0.688 \quad \text{avec } 1000\delta_s = \frac{f_e}{E \cdot \delta} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.15} = 1.74$$

$$\mu_L = 0.8 \times 0.688 \times (1 - 0.4 \times 0.688) = 0.392$$

$$\mu_L = 0.392 > \mu = 0.0383 \quad \Rightarrow \text{A' n'existe pas}$$

Calcul de la section d'armatures

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0488$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,9805$$

$$A = \frac{M_{a \max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{11,90 \times 10^3}{348 \cdot 0,9805 \cdot 27} = 1,29 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : $A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2 = 3T14$ (filante)

Condition de non fragilité : (Art A. 4, 2,1/BAEL91)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.98 \text{ cm}^2 < A_t = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

$$A_{\min} = 0.98 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 4.52 \text{ cm}^2 \quad \text{CV}$$

Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 47,19 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{47190}{1000 \times 140} = 0.175 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$: Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

2.5.6. Calcul à l'ELS :

- **La combinaison d'action :**

$$q_s = G + Q = G + R_{Bs.} = 19,78 \text{ KN/ml}$$

- **Réactions**

$$R_A = R_B = (q_s \cdot l) / 2 = 33,63 \text{ KN}$$

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{\max} = (q_u \cdot l^2) / 8 = 28,58 \text{ KN.m}$$

Correction des moments

En appuis :

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \cdot 28,58 = -8,57 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 M_o = 0,85 * 28,58 = 24,29 \text{ KN.m.}$$

- **Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = 33,63 \text{ KN}$$

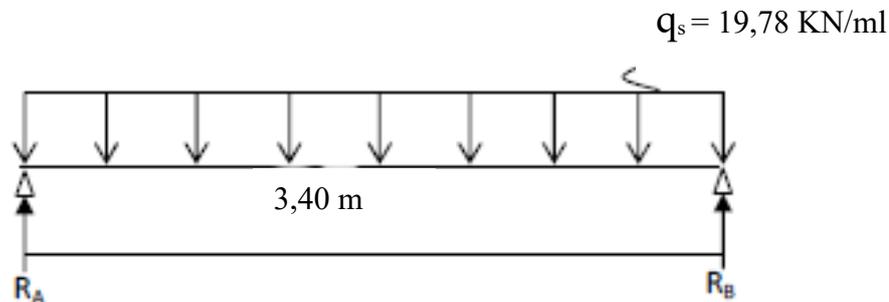


Figure 70 : Schéma statique (ELS)

2.5.7. Les diagrammes des moments et efforts tranchants

Moment fléchissant maximal = 28.58 kN.m à 1.700 m

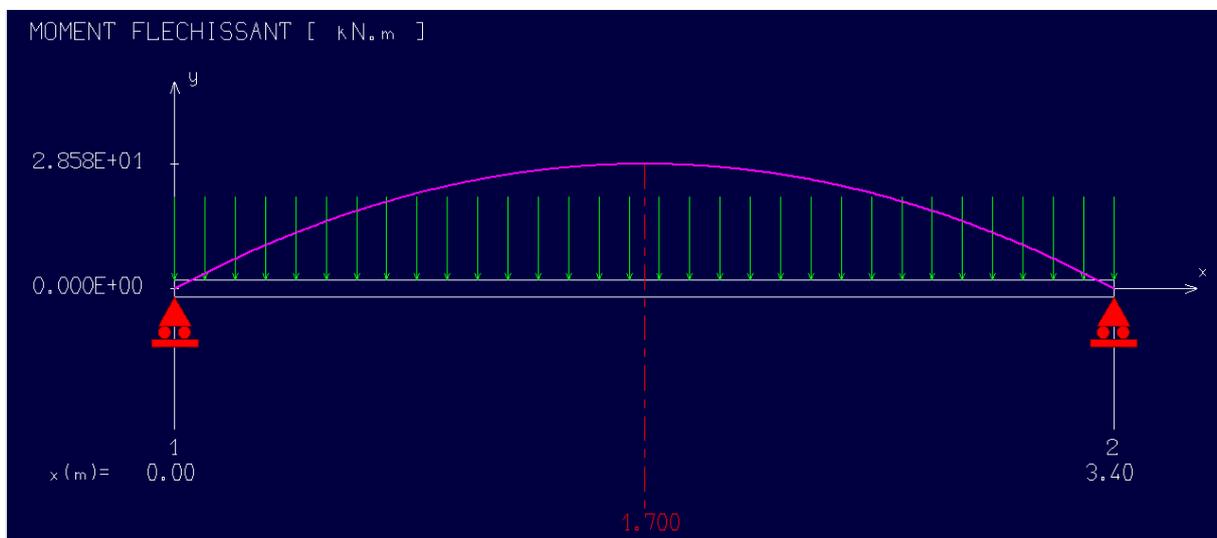


Figure 71 : Diagramme de moment fléchissant à l'ELS

Effort tranchant = 33.63 kN

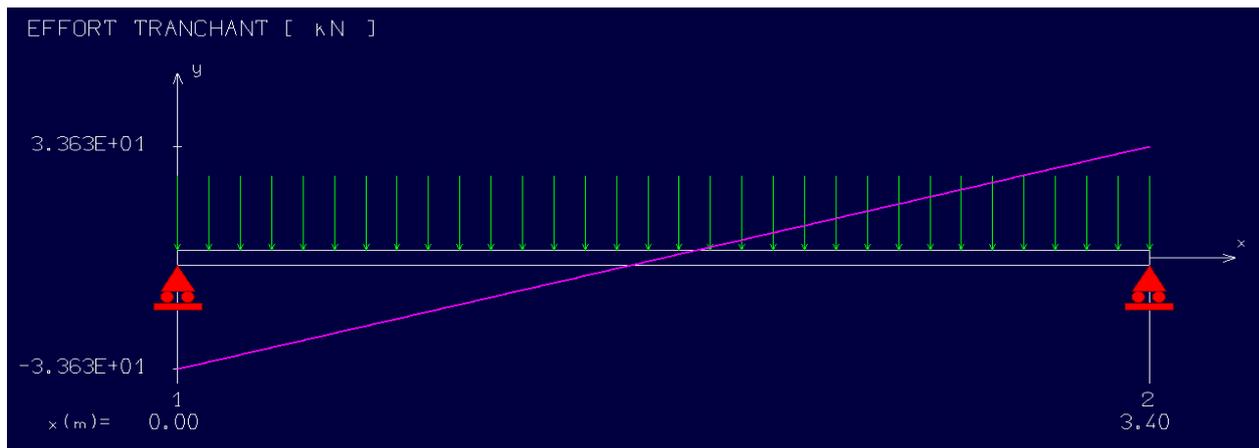


Figure 72 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

2.5.8. Vérification à l'ELS : Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

a- En travées

Position de l'axe neutre :

$$(b/2) * y_1^2 - 15 * A_s * (d - y_1) = 15y_1^2 + 15 * 4,62 * (27 - y_1)$$

$$y_1 = 11,20 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = (b * Y^3) / 3 + 15[A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 * 11,20^3) / 3 + 15 * 4,62 * (27 - 11,20)^2 = 64130,99 \text{ cm}^4$$

Contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (24290 / 64130,99) * 11,20 = 4,24 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4,24 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

b- En Appuis :

$$M_{ua} = -0,3 M_{max} = 5,72 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (8570 / 64130,99) * 11,20 = 1,50 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1,50 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

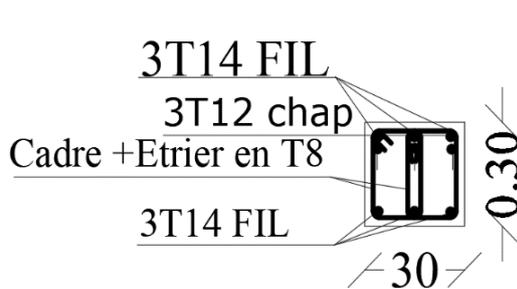


Figure 74 : coupe 1-1 (en appui)

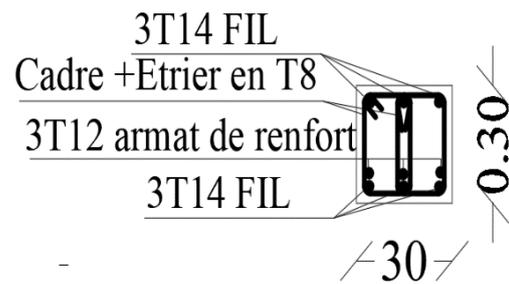


Figure 73 : coupe 2-2 (en travée)

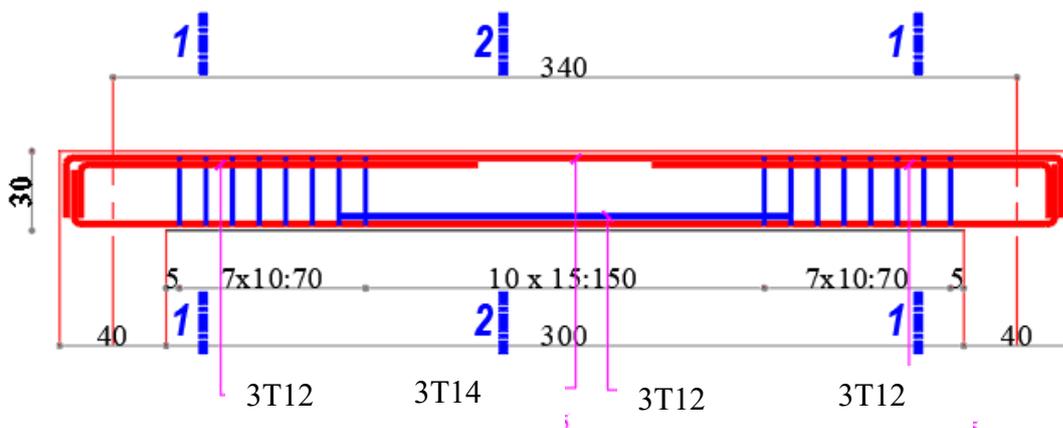


Figure 75 : Ferrailage de la poutre palier

3. ETUDE D'ASCENSEUR

3.1. Introduction

La circulation verticale dans des immeubles de construction récente et en grande partie assurés par les ascenseurs. Lors de la planification de tel ensemble.

Vue le nombre assez important d'étage, un ascenseur est obligatoire afin d'assurer le confort et le bien être des usagers.

L'ascenseur est un appareil élévateur installé à demeure, desservant des niveaux définis ; comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permette manifestement l'accès des personnes, se déplaçant au moins partiellement le long de guides verticaux ou dont l'inclinaison sur la verticale est inférieure à 15 degrés ; il est mécaniquement composé de trois constituants principaux :

- Le treuil de levage ;
- La cabine ou la benne et
- Le contre poids.

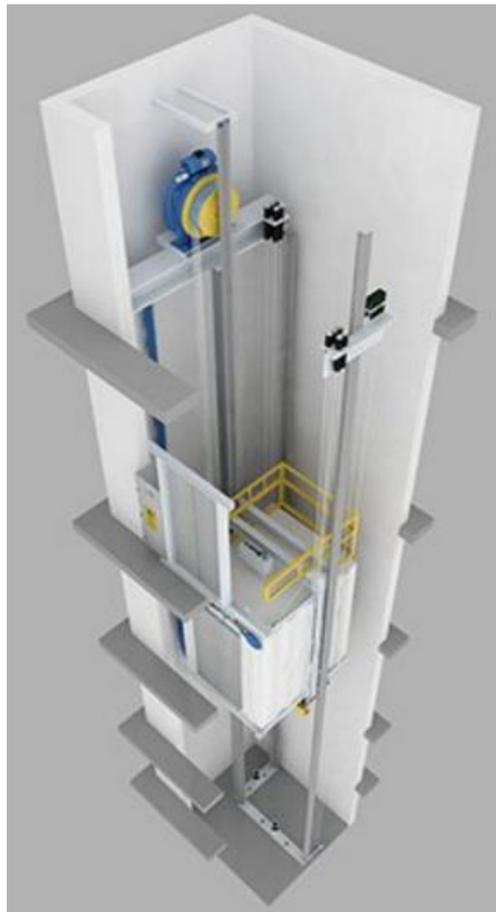


Figure 76 : Plan d'action d'un ascenseur

3.2. Dimensions de l'ascenseur :

Notre ascenseur étant de classe II, la norme NFP82.209 nous donne la charge d'exploitation $Q = 2000 \text{ kg}$ et, les dimensions tel que :

Largeur de la cabine = 1.1m ;

Profondeur de la cabine = 1.4m ;

Hauteur de la cabine = 2.2m ;

Largeur de passage = 0.8 m ;

Hauteur de passage = 2.1m.

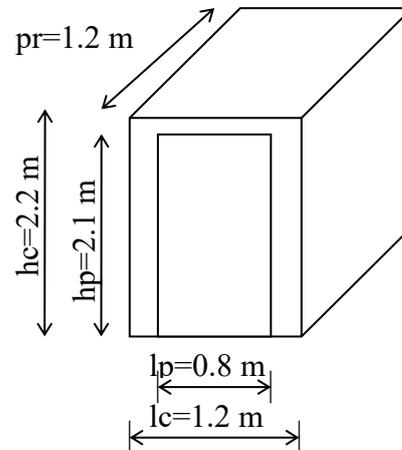


Figure 77 : Les dimensions de la cabine

3.3. Evaluation des charges

La masse de la cabine est composée de la somme des masses suivantes :

- La masse de la surface totale des côtés :

Surface latérale : $S_1 = (2 \cdot 1,4 + 1,1) \cdot 2,2 = 8,19 \text{ m}^2$.

$$M_1 = 11,5 \cdot 8,19 = 94,185 \text{ daN}$$

Cette masse doit être majorée de 10% d'où :

$$M_1 = 94,185 \cdot 1,1 = 103,6 \text{ daN}$$

- La masse du plancher :

Surface du plancher :

$$S_2 = 1,4 \cdot 1,1 = 1,54 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 110 \cdot 1,54 = 169,4 \text{ daN}$$

- La masse du toit :

Surface du toit

$$S_3 = 1,54 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20 \cdot 1,54 = 30,8 \text{ daN}$$

- La masse de l'arcade :

$$M_4 = 60 + (80.1,1) = 148daN$$

- La masse du parachute :

$$M_5 = 100daN$$

- La masse des accessoires :

$$M_6 = 80daN$$

- La masse des poulies de mouflage :

$$L_7 = 30.2 = 60 daN$$

- La masse de la porte de cabine :

$$S_8 = 0,8.2 = 1,6m^2$$

$$M_8 = 80 + 25.1,68 = 122daN$$

- Le poids mort total :

$$P_m = \sum M_i = 813.8daN.$$

- Masse du contre poids :

$$P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 813.8 + \frac{630}{2} = 1128.8daN.$$

- Masse du treuil en haut + moteur :

$$P = 1200 daN$$

3.4. Choix des câbles

La charge de rupture est égale au produit de la charge de rupture d'un câble par leur nombre (n) et par type de mouflage (m) (deux brins), donc $m = 2$.

$$\begin{cases} C_r = C_r(d'un\ cable).n.m & (1) \\ C_r = C_s.M & (2) \end{cases}$$

- C_s : coefficient de sécurité qui doit être au minimal égal à 12
- M : La somme de la charge utile Q et le poids mort P_m

$$\text{Donc : } C_r = 12.(630 + 813.8) = 17325.6daN \quad Eq(2)$$

Pour obtenir la charge de rupture nécessaire, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est : 0,85

$$C_r = \frac{17325.6}{0,85} = 20383.06 \text{ kg}$$

La norme NFP (82-210) impose un rapport D/d entre le diamètre primitif de la poulie (D) et le diamètre nominal de câble (d) d'au moins égale à quel que soit le nombre de trous.

$$d = \frac{D}{45} \quad \text{Avec (D) variant de 400 à 800 mm.}$$

On prend : $D = 450 \text{ mm}$

Donc : $d = \frac{450}{45} = 10 \text{ mm}$

D'après le tableau donnant les caractéristiques des câbles, on prend $d = 9,45$ qui a une masse linéaire de (0,396) et une charge admissible totale de $C_{rl} = 6323 \text{ daN}$

De la relation (1) :

$$n = \frac{C_r}{C_{rl(d'un\ cable)}} = \frac{20383.06}{6323 \times 2} = 1,61 \quad \text{soit } 2 \quad \text{Câbles.}$$

Pour compenser les efforts de torsion des câbles, on prévoit en général un nombre pair.

On prend donc $n = 2$

- La masse des câbles :

$$M_c = 2 \times 0.396 \times 32.12 = 25.883 \text{ daN}$$

- Charge totale permanente :

$$G = P_p + P_m + M_c + P = 1128.8 + 813.8 + 1200 + 25.883 = 3168.483 \text{ daN}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 630 \text{ daN}$$

- **E.L.U.R :**

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 5222.45 \text{ daN}$$

- **E.L.S :**

$$Q_{ser} = G + Q = 3798.483 \text{ daN}$$

3.5. Vérification au poinçonnement

Il est nécessaire de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement c'est-à-dire l'effet d'une charge concentrée appliquée par des appuis du moteur (moteur à 4 appuis).

On a une condition dite de non poinçonnement :

$$Q_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{BAEL 91.P.125})$$

Avec : U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen calculé

h : Épaisseur de la dalle.

Q_u : Charge de calcul à l'E.L.U

La force « F » concentrée développe un effort tranchant Q_u (de cisaillement) en charge point de la dalle :

$$Q_u' = Q_u / 4 = 5222.45 / 4 = 1305.61 \text{ daN}$$

La section d'appui est de (10.10) cm²

On a : $h = 15 \text{ cm}$

Les dimensions u et v du rectangle d'impact au niveau du feuillet moyen de la dalle avec un angle d'incidence de 45°.

$$\begin{cases} u = u_0 + h_0 \\ v = v_0 + h_0 \end{cases}$$

$$u = v = 10 + 15 = 25 \text{ cm.}$$

$$u_c = 2 (u + v) = 100 \text{ cm.}$$

$$Q_u \leq 0,045 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{25}{1,5} = 11250 \text{ daN}$$

$$Q_u = 1305.61 \text{ daN} < 11250 \text{ daN}$$

La dalle résiste au poinçonnement, et aucune armature de l'effort tranchant n'est nécessaire.

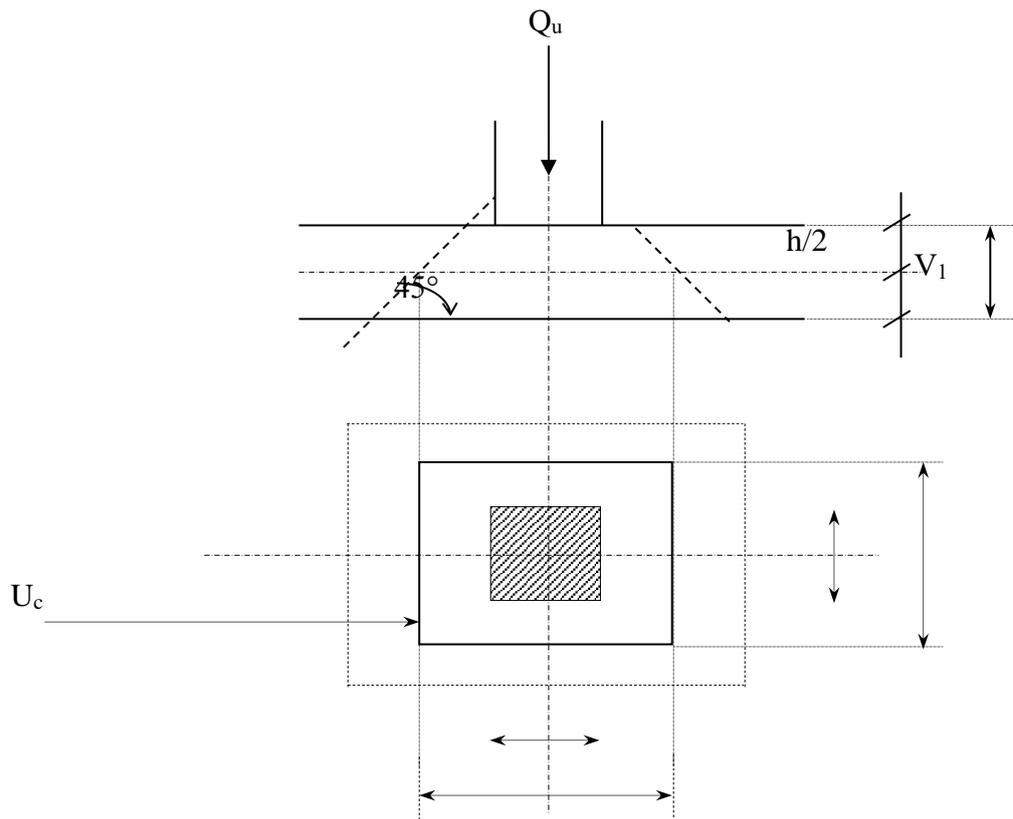


Figure 78 : Schéma de la surface d'impact

3.6. Calcul des sollicitations

3.6.1. ELU

a- Sous charge concentrée

Soit « P » la charge totale appliquée sur un rectangle centre au centre de la plaque. Les moments engendrés par cette charge se calculent au moyen d'abaques ; obtenus par la méthode de (PIGEAUD). Ces abaques de (PIGEAUD) nous donnent les coefficients (M1) et (M2) selon les

rapports $\frac{l_x}{l_y}, \frac{u}{l_x}$ et $\frac{v}{l_y}$ pour chaque rectangle.

$$\text{à l'ELU.R : } v = 0 : \begin{cases} M_{xu} = M_1 \cdot P_u \\ M_{yu} = M_2 \cdot P_u \end{cases}$$

$$\text{à l'EL.S : } v = 0,2 : \begin{cases} M_{xs} = (M_1 + 0,2M_2) \cdot P_{ser} \\ M_{ys} = (M_2 + 0,2M_1) \cdot P_{ser} \end{cases}$$

On a 4 charges concentrées sur 4 appuis. On adopte donc le système superposition et le rectangle de répartition sur chaque charge est : $u \times v$.

La charge : $P' = \frac{P}{v.u}$ avec $P = Q_u = 1305.61 daN$

$$P' = \frac{1305.61}{0,25 \cdot 0,25} = 20889.81 \text{ daN/m}^2$$

$$\begin{cases} l_x = 3,40 \text{ m} \\ l_y = 3,36 \text{ m} \end{cases}$$

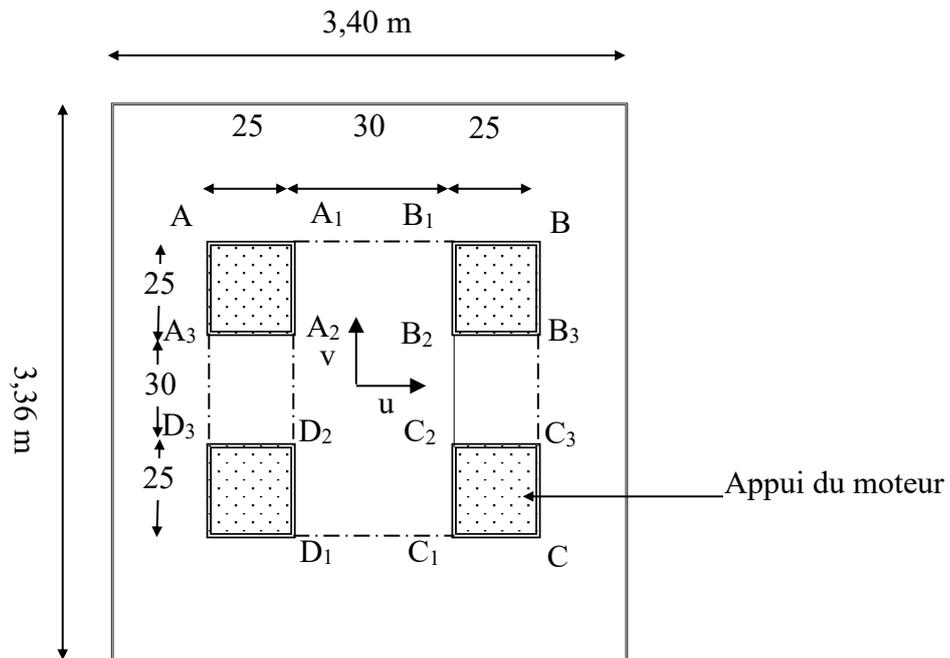


Figure 79 : Appui d'ascenseur

Puisque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon de la suivante :

On divise un rectangle fictif donnant les charges symétriques :

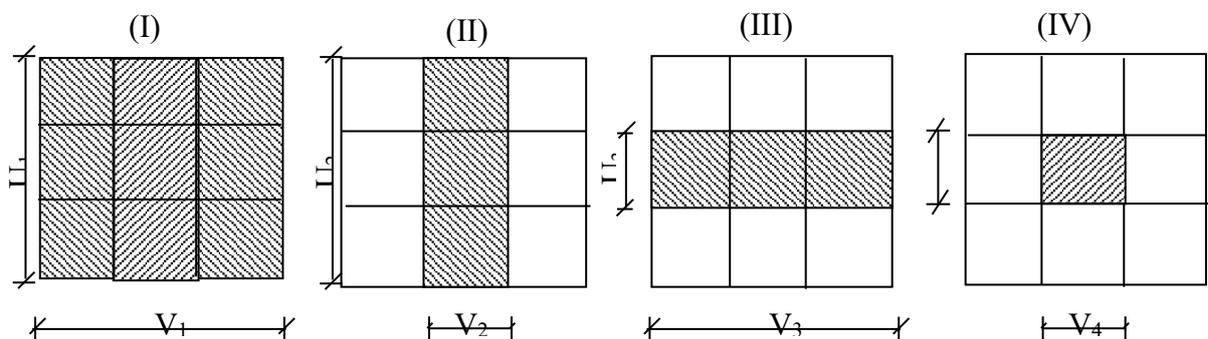


Figure 80 : Charge concentrées de l'ascenseur

Table 27 : calcul de moments a ELUR

	u(m)	v(m)	u/l_x	v/l_y	M ₁	M ₂	S (m ²)	p'	M _X (danm)	M _Y (danm)
I	0.7	0.7	0,32	0,24	0,155	0,114	0,49	10236	1586,58	1166,9
II	0.2	0.7	0,09	0,24	0,214	0,130	0,14	2924,57	625,86	380,19
III	0.7	0.7	0,32	0,07	0,164	0,166	0,14	2924,57	479,63	485,48
IV	0.2	0.2	0,09	0,07	0,240	0,209	0,04	835,59	200,54	174,64

Donc les moments aux centres sont :

$$M_{xc} = M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV}$$

$$M_{yc} = M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV}$$

$$\begin{cases} M_{xc} = 1586,58 - 625,86 - 479,63 + 200,54 \\ M_{yc} = 1166,90 - 380,19 - 485,48 + 174,64 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{xc} = 681,63 \text{ daN} \cdot \text{m} \\ M_{yc} = 475,87 \text{ daN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

b- Sous charge répartie :

Le poids propre de la dalle (e =15 cm) : $G = 0,15 \cdot 2500 = 375 \text{ daN} / \text{m}^2$

La dalle machine non accessible $P = 100 \text{ daN} / \text{m}^2$

$$q_u = 1,35.G + 1,5.P = (1,35 \cdot 375 + 1,5 \cdot 100) \cdot 1 = 656,25 \text{ daN} / \text{ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,2}{2,9} = 0,79 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0608 \\ \mu_y = 0,5274 \end{cases}$$

▪ Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

▪ Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

$$\begin{cases} M_x = 656,25 \cdot 0,0608 \cdot 2,2^2 = 1931,16 \text{ N.m} \\ M_y = 0,5274 \cdot 1931,16 = 1018,49 \text{ N.m} \end{cases}$$

b- Les moments totaux appliqués sur la dalle :

$$\begin{cases} M_{xt} = M_{xc} + M_x = 6816,3 + 1931,16 = 8747,46 Nm \\ M_{yt} = M_{yc} + M_y = 4758,7 + 1018,49 = 5777,19 Nm \end{cases}$$

- En travée :

$$M_{tx} = 0,8.M_x = 6997,68 Nm$$

$$M_{ty} = 0,8.M_y = 5777,19 Nm$$

- En appui :

$$M_{ax} = -0,5.M_x = -4373,73 Nm$$

$$M_{ay} = -0,5.M_y = -2888,6 Nm$$

c- Ferrailage de la dalle :

➤ E.L.U.R :

Sens X :

1-En travée :

$$M_t = 6997,68 Nm ;$$

$$d_x = 0,9 \times 15 = 13,5 cm.$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b.d_x^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{6997,68}{100.13,5^2 \cdot 14,2} = 0,027 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa \end{cases}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,015} \right) = 0,034$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,986$$

$$A_{ux} = \frac{M_{tx}}{\beta.d_x \cdot \sigma_s} = \frac{6997,68}{0,986 \cdot 13,5 \cdot 348} = 1,51 cm^2 / ml$$

2-En appui :

$$M_{ax} = 4373,73 Nm$$

$$\mu = \frac{4373,73}{100.13,5^2 \cdot 14,2} = 0,017 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa \end{cases}$$

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

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

$$A_{ux} = \frac{4373,73}{0,992 \times 13,5 \times 348} = 0,94 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Sens Y :

$$d_y = d_x - 1 \text{ cm} = 13,5 - 1 = 12,5 \text{ cm.}$$

1-En travée :

$$M_y = 4621,75 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_y}{b \cdot d_y^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4621,75}{100 \cdot 12,5^2 \cdot 14,2} = 0,021 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{poivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,027$$

$$\beta = 0,989$$

$$A_{uy} = \frac{M_y}{\beta \cdot d_y \cdot \sigma_s} = \frac{4621,75}{0,989 \cdot 12,5 \cdot 348} = 1,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

2-En appui :

$$M_{ay} = 2888,60 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{2888,6}{100 \cdot 12,5^2 \cdot 14,2} = 0,013 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{poivot A} \Rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\alpha = 0,016$$

$$\beta = 0,994$$

$$A_{uy} = \frac{2888,6}{0,994 \cdot 12,5 \cdot 348} = 0,67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Vérification à l'effort tranchant :

Sens X :

$$V_{\max}^x = q \cdot \frac{l_x}{2} + Q_u = 656,25 \cdot \frac{2,2}{2} + 1305,61 = 2027,49 \text{ daN.}$$

$$\tau_u^x = \frac{V_x^u}{b \cdot d_x} = \frac{2027,49}{1000 \cdot 135} = 0,15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,07 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ MPa}$$

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

- Pas de reprise de bétonnage ;
- Les dispositions constructives générales sont supposées respectées ;

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3.6.2. E.L.S :

a- Sous charge concentrée :

$$Q_{ser} = G + q = 3798,483 \text{ daN.}$$

$$q_{ser} = \frac{Q_{ser}}{4} = 949,62 \text{ daN.}$$

$$P_{ser} = \frac{q_{ser}}{S} = \frac{949,62}{0,25^2} = 15193,93 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1 ml : $P = 15193,93 \text{ daN/m}^2$

$$\text{On a : } v = 0,2 \text{ à l'E.L.S} \rightarrow \begin{cases} M_{xs} = (M_1 + 0,2 \cdot M_2) \cdot P' \\ M_{ys} = (M_2 + 0,2 \cdot M_1) \cdot P' \end{cases}$$

$$\text{Avec : } P' = P_{ser} \cdot S$$

Table 28 : Calcul de moments à ELS.

	u(m)	v(m)	u/l_x	v/l_y	M ₁	M ₂	S (m ²)	p'	M _X (danm)	M _Y (danm)
I	0.7	0.7	0,32	0,24	0,155	0,114	0,49	7445,03	1323,73	1079,53
II	0.2	0.7	0,09	0,24	0,214	0,130	0,14	2127,15	510,52	367,57
III	0.7	0.7	0,32	0,07	0,164	0,166	0,14	2127,15	419,47	422,88
IV	0.2	0.2	0,09	0,07	0,240	0,209	0,04	607,76	171,27	156,19

Donc :

$$M_{xc} = 565,01 \text{ daN.m}$$

$$M_{yc} = 445,27 \text{ daN.m}$$

b- Sous charge répartie :

$$Q_{ser} = G + P = 375 + 100 = 475 \text{ daN / ml}$$

Pour une bande d'un mètre $q_{ser} = 475 \text{ daN / ml}$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = 0,76 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0672 \\ \mu_y = 0,658 \end{cases}$$

- Dans le sens de la petite portée $M_x = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée $M_y = \mu_y \cdot M_x$

$$\begin{cases} M_{tx} = 1544.93 \text{ daN.m} \\ M_{ty} = 1016.56 \text{ daN.m} \end{cases}$$

c- Les moments appliqués sur la dalle :

- En travée :

$$M_{tx} = 0,8 \cdot M_x = 5756.03 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0,8 \cdot M_y = 4375.41 \text{ N.m}$$

- En appui :

$$M_{ax} = -0,5.M_x = 3597.52 \text{ N.m}$$

$$M_{ay} = 0,5.M_y = 2734.63 \text{ N.m}$$

d- Vérification à l'E.L.S :

sens X :

1-En travée :

$$M_{ser} = 5756.03 \text{ N.m}$$

Puisqu'on a une fissuration préjudiciable, on calcule A_{ser} .

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right) \quad \eta = 1,6 \text{ pour les H.A}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}400; 110\sqrt{1,6 \cdot 2,1}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{5756.03}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 201,63} = 0,0016$$

$$\lambda = 1 + 30\mu_1 = 1,047$$

$$\cos \varphi = \lambda^{-3/2} = 0,933 \Rightarrow \varphi = 21,09^\circ$$

$$\alpha_1 = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cdot \cos\left(240 + \frac{\varphi}{3}\right) = 0,201$$

$$K_1 = 15 \cdot \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1} = 59,63$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = 2,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta_1 = \left(1 - \frac{\alpha_1}{3}\right) = 0,933$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \cdot d \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{5756.03}{0,933 \cdot 13,5 \cdot 201,63} = 2,27 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

2-En appui :

$$M_{sera} = 3597.52 \text{ N.m}$$

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{b.d^2.\bar{\sigma}_s} = \frac{3597,52}{100.13,5^2.201,63} = 0,00098$$

$$K_1 = 15 \cdot \frac{(1 - \alpha_l)}{\alpha_l} = 77,88$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = 2,13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' = 0$$

$$\beta_1 = \left(1 - \frac{\alpha_l}{3}\right) = 0,946$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{\beta_1.d.\bar{\sigma}_s} = \frac{3597,52}{0,946.13,5.201,6} = 1,4 \text{ cm}^2 / m$$

⇒ Les armatures calculées à l'ELUR conviennent.

Sens-y :

Même chose que le sens x les armatures calculées à L'ELU conviennent.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23.b.d_x \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \quad \text{Avec} \quad f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Sens x :

$$A_{min} = 0,23.100.13,5 \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2 / ml$$

Sens y :

$$A_{min} = 0,23.100.12,5 \frac{2,1}{400} = 1,51 \text{ cm}^2 / ml$$

- **Armatures finales :**

Sens x :

En travée :

$$A_{tx} = \max(A_u; A_{min}; A_{ser}) = (1,51; 1,63; 2,27) = 2,27 \text{ cm}^2 / ml$$

Le choix : $A_{tx} = 4T10/m = 3,14 \text{ cm}^2 / ml$

Avec : $St = 25 \text{ cm}$

En appui :

$$A_{tx} = \max(A_u; A_{\min}; A_{ser}) = (0,94 ; 1,4; 1,63) = 1,63 \text{ cm}^2 / ml$$

• **Armatures finales :**

$$\text{Le choix : } A_{tx} = 4T12/m = 4,52 \text{ cm}^2 / ml$$

$$\text{Avec : } St = 25cm$$

Sens-y :

En travée :

$$A_{tx} = \max(A_u; A_{\min}; A_{ser}) = (1,07; 1,63; 2,27) = 2,27 \text{ cm}^2 / ml$$

En appui :

$$A_{tx} = \max(A_u; A_{\min}; A_{ser}) = (0,94 ; 1,4; 1,63) = 1,63 \text{ cm}^2 / ml$$

• **Armatures finales :**

$$\text{Le choix : } A_{tx} = 4T12/m = 4,52 \text{ cm}^2 / ml$$

$$\text{Avec : } St = 25cm$$

Chapitre 5

ETUDE SEISMIQUE

CHAPITRE V : ETUDE SYSMIQUE

1. INTRODUCTION

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulisent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

2. CHOIX DE LA METHODE DE CALCUL :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

2.1. Méthode statique équivalente :

2.1.1. Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante ;

- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

2.1.2. Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et IIa et à 30m en zones IIb et III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- Tous groupes.

Zone IIa :

- Groupe d'usage 3.
- Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

2.2. Les méthodes dynamiques :

2.2.1. La méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

2.2.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de

comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par **la méthode d'analyse modale spectrale**.

3. CLASSIFICATION DE L'OUVRAGE SELON LES RPA99 / VERSION 2003

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Mostaganem donc en zone IIa.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie S2.

4. METHODE D'ANALYSE MODALE SPECTRALE :

4.1. Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.2. Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charges automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

4.3. Modélisation :

Nous avons considéré pour notre modélisation, un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) ddl (2 translations horizontales et une rotation autour de l'axe vertical).

4.4. Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003 :

$$S_d = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \left(1,25A\right) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(1,25A\right) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(1,25A\right) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

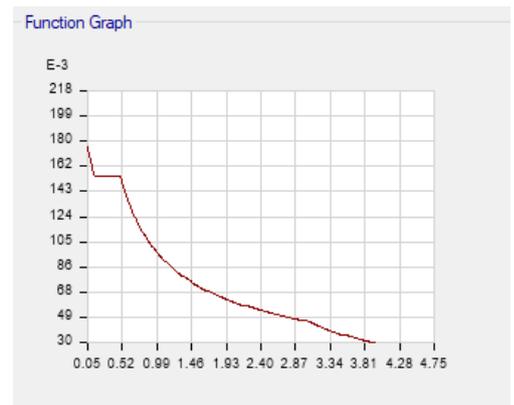


Figure 81 : Spectre de réponse

A : coefficient d'accélération de zone

η : coefficient de correction d'amortissement

Q : facteur de qualité.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : coefficient de comportement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

ζ : pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 RPA 99 / version 2003

Dans notre cas $\zeta = 7\%$ $\Rightarrow \eta = 0,88$

$A = 0,15$ (tableau 4.1 RPA 99 / version 2003)

$R = 3,5$ (tableau 4.3 RPA 99 / version 2003)

$T_1 = 0,15$ sec (tableau 4.7 RPA 99 / version 2003)

$T_2 = 0,40$ sec

$Q = 1 + 0,30$

$= 1,30$

Table 29 : Valeurs de pénalité.

Conditions minimales sur les files de contreventement	N/Observé	0,05
Redondance en plan	N/Observé	0,05
Régularité en plan	N/Observé	0,05
Régularité en élévation	Observé	0
Contrôle de la qualité des matériaux	N/Observé	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	N/Observé	0,1

4.5. Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

4.6. Analyse de la structure :

Les résultats obtenus de la structure sont récapitulés dans le tableau suivant :

Table 30 : Modes propres, Périodes propres et Masses effectives.

Modes propres, Périodes propres et Masses effectives							
Modes	Périodes (S)	Masses effectives					
		U _x	U _y	θ _z	Σ U _x	Σ U _y	Σ θ _z
1	0,764884	37,9094	0,0267	0	37,9094	0,0267	0
2	0,587915	27,4298	0,0157	0	65,3391	0,0424	0
3	0,29378	0,0002	77,8287	0	65,3393	77,8711	0
4	0,227805	17,222	0,0641	0	82,5613	77,9353	0
5	0,190169	1,4399	0,0003	0	84,0013	77,9355	0

6	0,114166	6,8472	0,9415	0	90,8484	78,8771	0
7	0,112102	0,7265	10,1656	0	91,575	89,0427	0
8	0,092242	0,0457	0,0007	0	91,6207	89,0434	0
9	0,072153	1,6422	2,7237	0	93,2629	91,7672	0
10	0,071529	2,1465	2,3503	0	95,4095	94,1175	0
11	0,056925	0,0012	0,0015	0	95,4107	94,119	0
12	0,051533	1,8605	0,0891	0	97,2712	94,2081	0

D'après l'analyse du tableau susmentionnée on conclure :

- Les masses modales effectives pour notre construction sont atteints les 90% de la masse totale de la structure dans le 9 ième mode. A cet effet les modes propres à retenir = 9 modes.
- La période propre retenu $T = 0.767 \text{ s}$

Les déplacements maximaux :

Les déplacements sont maximaux au dernier niveau et les résultats en déplacements (translation et torsion) sont donnés dans le tableau suivant :

- Translation : (cm) ;
- Rotation : (rad. 10^{-3})

Table 31 : Les déplacements maximales.

3DDL						
Direction	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz
Déplacement	2.12	0.598	0	0	0	0.00196

Table 32 : Les réactions à la base.

	F1 (T)	F2 (T)	F3 (T)	M1 (T.m)	M2 (T.m)	M3 (T.m)
Ex	835,13	55,26	0	491,06	19304,506	11742,236
Ey	55,26	448,33	0	10183,154	458,462	4023,732

4.7. Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :

4.7.1. Résultante des forces sismiques à la base V_t :

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , soit : $V_t > 0.8 V$

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

Effort sismique dans le sens X, $V_t = 448,33 \text{ t}$

Effort sismique dans le sens Y, $V_t = 835,13 \text{ t}$

Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante : $V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$

❖ **A** : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 (RPA 99)

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right. \Rightarrow \mathbf{A = 0.15}$

❖ **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale (T)

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site, donnée par le tableau 4.7 (RPA99)

Site : S2 (ferme) $\Rightarrow T_2 = 0.40 \text{ sec}$

η : est donné par la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}}$

ζ (%) : pourcentage d'amortissement critique est donné par le tableau 4.2 (RPA99)

Mixte portiques $\Rightarrow \zeta = 7 \%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 7}} = 0.88$$

❖ **T** : période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La méthode empirique à utiliser selon les cas est la suivante : $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$

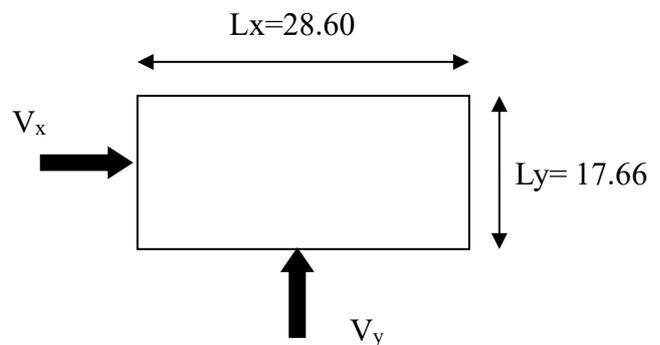
- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
 $h_N = 37.74$ m
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. Il est donné par le tableau 4.6 (RPA 99)

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule : $T = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D}}$

❖ D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

Dans notre cas on prend la plus petite direction $D = 17.66$ m

$$T = 0.09 \times \frac{37.74}{\sqrt{17.66}} = 0,81 \text{ sec}$$



$$T_y = 0.81 \text{ sec} \rightarrow (T_2 = 0.40 \leq T \leq 3,0)$$

Donc : $D = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,4}{0,81} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,371$

❖ R : coefficient de comportement de la structure, donné par le tableau 4.3 (RPA99)

Mixte portiques $\Rightarrow R = 3.5$

❖ Q : facteur de qualité, donné par la formule (4-4) : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

❖ P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q , donnée par le tableau 4.4 (RPA99)

Table 33 : Valeurs de pénalité

R.P.A 99 V2003 /Article 4.2.3 Tbleau 4.4 : Valeur des Pénalités P _q				
Facteur de qualité Q				
		P _{qx}		P _{qy}
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	Non Observé	0.05	Non Observé	0.05
2. Redondance en plan	Non Observé	0.05	Non Observé	0.05
3. Régularité en plan	Non Observé	0.05	Non Observé	0.05
4. Régularité en élévation	Observé	0.00	Observé	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	Non Observé			0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	Non Observé			0.10
		Q_x = 1.30		Q_y = 1.30

D'où, Q_x = 1,30 et Q_y=1,30

- ❖ **W** : poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i) par la formule (4-5) :

$$W = \sum_1^{13} W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes

W_{Qi} : la charge d'exploitation

β : coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA)

Pour un bâtiment d'habitation ⇒ β = 0.20

Poids total du bâtiment : **W = 6176.149 t** (d'après l'ETABS)

$$V = \frac{0.15 \times 1.371 \times 1.30}{3.5} \times 6176.149 = 471.76 t$$

D'où :

Table 34 : Résultante des forces sismiques à la base.

	V _t (t)	V (t)	80%V	V _t > 80%V
Sens X	835.13	471.76	377.408	Vérifie
Sens Y	448.33	471.76	377.408	Vérifie

4.7.2. Période fondamentale :

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique (ETABS), ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période fondamentale $T_{dyn} = 0,765 \text{ sec}$

Une période empirique : $T_{emp} = 0.81 \text{ sec.}$

Nous avons :

$$1.3 \times T_{emp} = 1.066 > T_{dyn} = 0.767 \text{ sec}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

4.7.3. Stabilité au renversement :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :
$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes (art 4, 2,5 RPA 99)

$$V = F_t + \sum F_i$$
$$\begin{cases} F_t = 0.07 TV & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

$$\text{On a : } T = 0.767 > 0,7 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} F_{t,x} = 0.07 \times 0.767 \times 448.33 = 24.070 \text{ t} \\ F_{t,y} = 0.07 \times 0.767 \times 835.13 = 44.838 \text{ t} \end{cases}$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : force horizontale revenant au niveau i .

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force F_i .

h_j : niveau du plancher quelconque.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

$$\text{On a : } V_{t,x} = 428.33 \text{ t} \quad \text{et} \quad V_{t,y} = 835.13 \text{ t}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Table 35 : Distribution des forces sismiques.

Niveau	Wi (t)	Hi (m)	Wi x Hi	Fx (t.m)	Fy (t.m)	Fx*Zi(t.m)	Fy*Zi(t.m)
11èm étage	1.4549	37.74	54.907	1.97553	3.872	74.556	146.135
10èm étage	46.1333	34.68	1599.902	57.562	112.827	1996.280	3912.841
9èm étage	49.3547	31.62	1560.595	56.148	110.055	1775.420	3479.940
8èm étage	49.3898	28.56	1410.572	50.750	99.475	1449.447	2841.013
7èm étage	50.9427	25.5	1299.038	46.738	91.609	1191.821	2336.048
6èm étage	52.6979	22.44	1182.5408	42.546	83.394	954.746	1871.365
5èm étage	54.6408	19.38	1058.938	38.099	74.677	738.369	1447.252
4èm étage	56.786	16.32	926.747	33.343	65.355	544.164	1066.598
3èm étage	59.119	13.26	783.917	28.204	55.282	373.992	733.050
2èm étage	61.6543	10.2	628.873	22.626	44.348	230.787	452.359
10ere étage	65.2833	7.14	466.1227	16.770	32.871	119.742	234.702
RDC	72.0523	4.08	293.9733	10.576	20.731	43.153	84.583
Somme			11266.133	405.344	794.501	9492.482	18605.892

- Sens longitudinal :

$$M_{\text{resi}} = W \times L_x / 2 = 11266.133 \times 28.60 / 2 = 161105,7019 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{renv x}} = \sum F_i \cdot Z_i = 9408.01242 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{resi}} / M_{\text{renv x}} = 161098.0042 / 9407.02012 > 1.5 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- Sens transversal :

$$M_{\text{resi}} = W \times L_y / 2 = 11266.133 \times 17.66 / 2 = 99479.9544 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{renv y}} = \sum F_i \cdot Z_i = 16585.9971 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{resi}} / M_{\text{renv y}} = 99475.2012 / 16587.7467 > 1.5 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

4.7.4. Vérification des déplacements inter étages :

On note, pour chaque niveau k :

δ_k : représente le déplacement horizontal donné par la formule suivante

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

Avec : **R** : coefficient de comportement

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Ces déplacements sont limités à la valeur : $\frac{H_{\text{étage}}}{100}$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Table 36 : Déplacements inter étages dans les deux sens.

Niveau	Hauteur (cm)	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			1% $h_{\text{étage}}$ (cm)
		d_{ek} (cm)	d_k (cm)	D_k (cm)	d_{ek} (cm)	d_k (cm)	D_k (cm)	
RDC	408	0.194	0.679	0.679	0.658	2.303	2.303	4.08
1 ^{er} étage	306	0.491	1.7185	1.0395	1.329	4.6515	2.3485	3.06
2 ^{em} étage	306	0.896	3.136	1.4175	2.02	7.07	2.4185	3.06
3 ^{em} étage	306	1.379	4.8265	1.6905	2.708	9.478	2.408	3.06
4 ^{em} étage	306	1.933	6.7655	1.939	3.38	11.83	2.352	3.06
5 ^{em} étage	306	2.532	8.862	2.0965	4.005	14.0175	2.1875	3.06
6 ^{em} étage	306	3.168	11.088	2.226	4.574	16.009	1.9915	3.06
7 ^{em} étage	306	3.811	13.3385	2.2505	5.064	17.724	1.715	3.06
8 ^{em} étage	306	4.454	15.589	2.2505	5.48	19.18	1.456	3.06
9 ^{em} étage	306	5.084	17.794	2.205	5.873	20.5555	1.3755	3.06
10 ^{em} étage	306	5.671	19.8485	2.0545	6.504	22.764	2.2085	3.06
11 ^{em} étage	306	6.203	21.7105	1.862	7.172	25.102	2.338	3.06

Conclusion : D'après le tableau, la condition de déplacements est vérifiée.

4.7.5. Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du second ordre dus aux forces de gravité peuvent être négligés si, à chaque niveau (n), la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = P_k * \Delta_k / V_k * h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k,

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

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

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Table 37 : Effets du second ordre dans les deux sens

Niveau	Masse (t)	P_k (t)	h_k (cm)	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)		
				D_k (cm)	V_x (t)	θ	D_k (cm)	V_y (t)	θ
RDC	72.052	547.457	408	0.679	10.577	0.0861	2.303	20.731	0.0941
1 ^{er} étage	65.283	482.173	306	1.0395	16.771	0.0977	2.3485	32.872	0.0826
2 ^{em} étage	61.654	420.519	306	1.4175	22.626	0.0861	2.4185	44.349	0.0749
3 ^{em} étage	59.119	361.4	306	1.6905	28.205	0.0708	2.408	55.283	0.0514
4 ^{em} étage	56.786	304.614	306	1.939	33.343	0.0579	2.352	65.355	0.0358
5 ^{em} étage	54.641	249.973	306	2.0965	38.100	0.0450	2.1875	74.678	0.0239
6 ^{em} étage	52.698	197.275	306	2.226	42.547	0.0337	1.9915	83.394	0.0154
7 ^{em} étage	50.943	146.333	306	2.2505	46.738	0.0230	1.715	91.610	0.0090
8 ^{em} étage	49.390	96.9429	306	2.2505	50.751	0.0140	1.456	99.475	0.0046
9 ^{em} étage	49.355	47.5882	306	2.205	56.149	0.0061	1.3755	110.055	0.0019
10 ^{em} étage	46.133	1.4549	306	2.0545	57.563	0.0002	2.2085	112.827	0.0001
11 ^{em} étage	1.455	0	306	1.862	1.976	0	2.338	3.872	0

D'après les résultats obtenus pour les deux sens considérés et selon les prescriptions du code parasismique RPA 99 : $\theta < 0.10 \Rightarrow$ l'effet du second ordre est négligé

Chapitre 6

ETUDE DES PORTIQUES

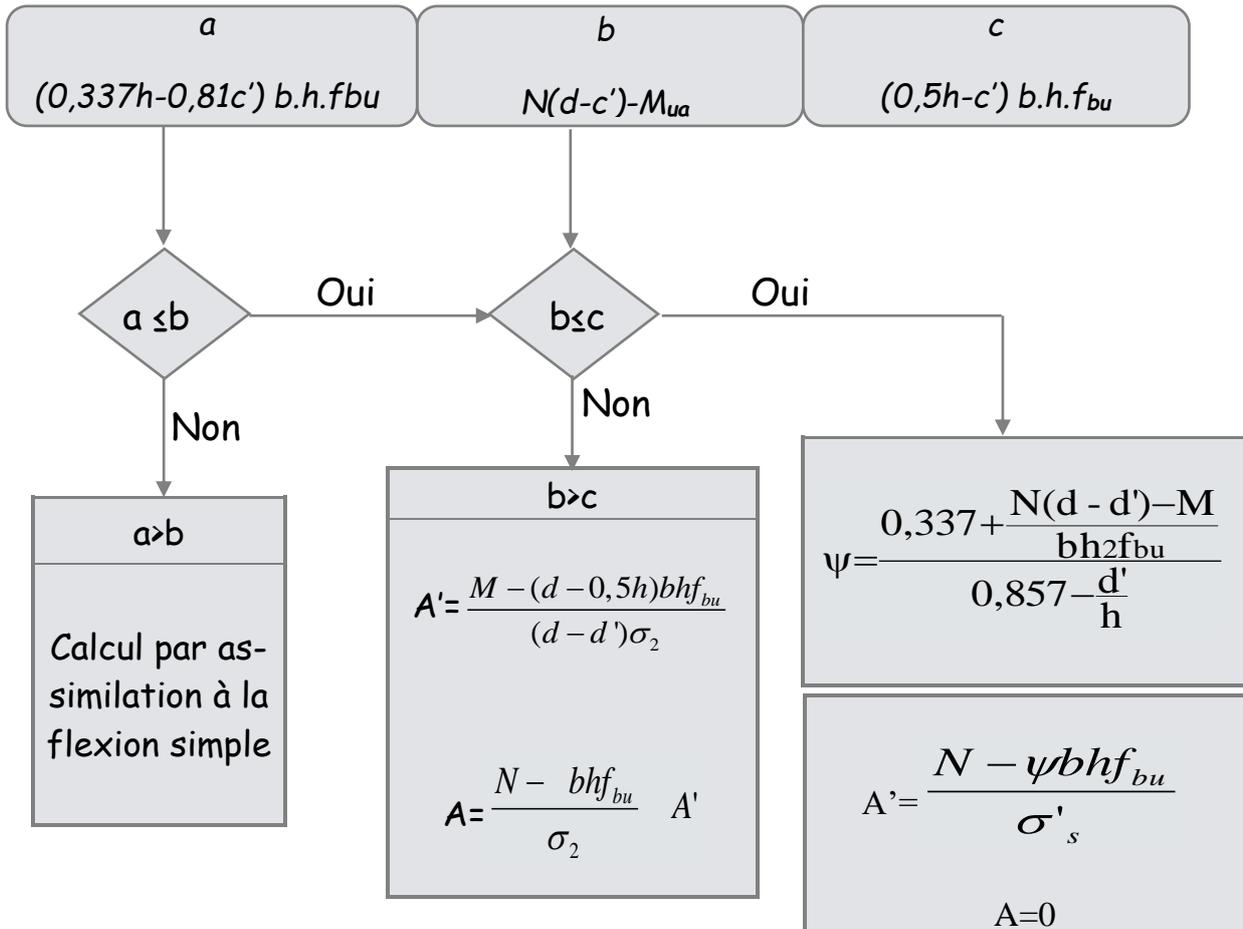
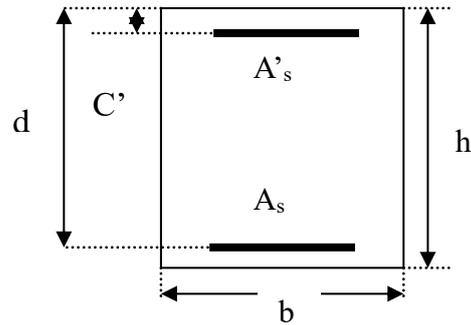
CHAPITRES VI : ETUDE DES PORTIQUES

1. FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M.

ORGANIGRAMME DE CALCUL DU FERRAILLAGE EN FLEXION COMPOSEE

N : effort normal
M : moment fléchissant.
 $d=0,9.h$



1.1. Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon BAEL 91 : Situation durable E.L.U (1,35 G +1,5 Q)
- Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle G + Q + E et 0.8 G + E

La combinaison G + Q + E comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes.

Le ferrailage des poteaux est calculé en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M). Donc trois cas peuvent se présenter ; à savoir :

$$1^{\text{er}} \text{ cas : } N_{\text{max}} \rightarrow (M_{33\text{corr}} ; M_{22\text{corr}})$$

$$2^{\text{ème}} \text{ cas : } M_{33\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}} ; M_{22\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$$

$$3^{\text{ème}} \text{ cas : } N_{\text{min}} \rightarrow (M_{33\text{corr}} ; M_{22\text{corr}})$$

On a 5 types de poteaux à étudier pour notre structure :

$$\text{Type 1.....} (80 \times 80) \text{cm}^2$$

$$\text{Type 2.....} (70 \times 70) \text{cm}^2$$

$$\text{Type 3.....} (60 \times 60) \text{cm}^2$$

$$\text{Type 4.....} (50 \times 50) \text{cm}^2$$

$$\text{Type 5.....} (40 \times 40) \text{cm}^2$$

1.2. Armatures longitudinales

1.2.1. Recommandation du RPA99/version 2003 :

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet :

- Armatures minimales : 0.8% en zone IIa ;
- Armatures maximales $\begin{cases} 3\% \text{ zone courante} \\ 6\% \text{ zone de recouvrement} \end{cases}$
- Le diamètre minimum est 12 mm ;
- La longueur minimale de recouvrement est de : 40 Ø en zone IIa ;

- Le recouvrement se fait, si c'est possible, à l'extérieure de la zone nodale qui est définie par le R.P.A99/V2003 ;
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone IIa.

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau suivant :

Table 38 : Pourcentage minimale et maximale des armatures longitudinales (RPA99/2003).

Niveau	Section des poteaux (cm ²)	A _{smin} RPA (cm ²)	A _{smax} RPA (cm ²) Zone courante	A _{smax} RPA (cm ²) Zone de recouvrement
RDC, 1 ^{er} étage,	80 × 80	51.2	256	384
2 ^{eme} étage, 3 ^{eme} étage,	70 × 70	39.2	196	294
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	60 × 60	28.8	144	216
6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage,	50 × 50	20	100	150
8 ^{eme} étage 9 ^{eme} , 10 ^{eme} et 11 ^{eme} étage	40 × 40	12.8	64	96

1.2.2. Armatures minimales imposés par règles BAEL91 :

$$A_{\min} = \max \left[\frac{0,2 \times b \times h}{100} ; \frac{8(b+h)}{100} \right] \rightarrow \text{Pour la compression simple.}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow \text{Pour la flexion simple.}$$

1.3. Armatures transversales : (RPA99/V2003 article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_L \times f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul ;

h_L : hauteur totale de la section brute ;

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élanement géométrique des poteaux dans la direction considérée $\rho_a=2,5$ si $\lambda_g=2,50$ et $3,75$ dans le cas contraire et

δ_t : est l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit :

Dans la zone nodale :

$$\delta_t \leq \min (10\phi_{L_{\min}} ; 15 \text{ cm}) \text{ en zone I et IIa}$$

Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15\phi_{L_{\min}} \text{ en zone I et IIa}$$

$\phi_{L_{\min}}$: diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / t \times b$ en % est donnée comme suite :

$$\text{Si : } \lambda_g \geq 5 : 0,3 \%$$

$$\lambda_g \geq 3 : 0,8 \%$$

$3 < \lambda_g < 5$: interpole entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau.

Avec : $\lambda_g = (L_f/a \text{ ou } L_f/b)$

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : longueur de flambement

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poutres – poteaux.

$$L' = 2 h$$

$$h' = \max \left(\frac{he}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right)$$

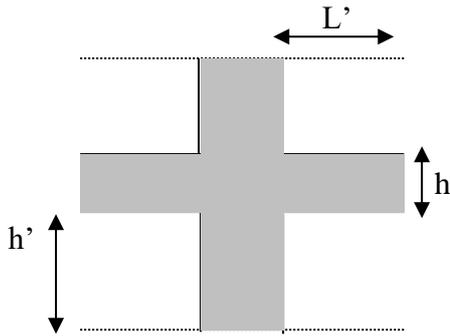


Figure 82: La zone nodale

Poutres :

- Poutre principale (30 x35) : $L'= 90$ cm
- Poutre secondaire (30 x30) : $L'= 60$ cm

Poteaux :

- Poteaux (40 x 40) : $h' = 60$ cm
- Poteaux (50 x 50) : $h' = 60$ cm
- Poteaux (60x 60) : $h' = 60$ cm
- Poteaux (70 x 70) : $h' = 51$ cm
- Poteaux (80 x 80) : $h' = 68$ cm

1.4. Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux se calcul en fonction de l'excentricité de l'effort de compression dû à la présence du moment fléchissant au niveau des nœuds dans les deux directions (principale et secondaire) cette excentricité permet de déterminer le modèle de calcul.

Calcul 1 : $e_G = 0$ (compression centre)

- **E.L.U.R :**

$$A'_1 = \frac{N' - \sigma_{bc} \times B'}{\sigma_s}$$

Avec :

B' : Section du poteau = $b \times h$

- E.L.U.S.F :

$$A'_2 = \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{N'}{\alpha} - \frac{Br \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right]$$

Avec : Br : section réduite = (h-2) (b-2)

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,02 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}, & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \left(0,6 \times \frac{50}{\lambda} \right)^2, & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$A' = \max (A'_1; A'_2)$$

Calcul 2 :

$$e_G = \frac{M}{N} \leq \frac{h}{12} \Rightarrow \text{D'ou, les armatures sera calculées en compression excentrée.}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left[15; 20 \times \frac{e_1}{h} \right]$$

l_f : longueur de flambement;

h : hauteur de la section du poteau;

Dans ce cas on calcul la section à l'ELUR on flexion composée avec les sollicitation N et $M = N \times e$

Avec :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

$$e_1 : \text{exentricité de 1}^{\text{er}} \text{ ordre} = \frac{M}{N}$$

$$e_a : \text{exentricité additionnel} = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{1}{250} \right]; 1 [\text{cm}].$$

$$e_2 : \text{exentricité du aux effets de seconde ordre} = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} (2 + \alpha \times \varphi)$$

α : rapport de moment de 1^{er} ordre du au charge permanente sur le moment totale de 1^{er} ordre

φ : rapport entre déformation finale due au fluage sur la déformation instantanée sous la charge conserderée, généralement φ est prés égale à 2.

Remarque :

Lorsque le poteau est soumis à la flexion composée, le ferrailage trouvé pour un côté est disposé de manière symétrique dans le côté opposé. Le ferrailage sera calculé pour chaque série de poteau.

1.5. Calcul du ferrailage

A l'aide du fichier des résultats donné par le ETABS 2009, on aura les résultats suivants :

Table 39 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en (KN.m) et des efforts normaux en (KN) et efforts tranchants.

Type de poteaux		(1) (80x80) cm ²	(2) (70x70) cm ²	(3) (60x60) cm ²	(4) (50x50) cm ²	(5) (40x40) cm ²
1^{er} cas 1,35G+1,5P (KN, KN.m)	N _{max}	2280.4	-1738.0	1304.4	904	531.9
	M ₃₃ ^{corr}	0.91	0.44	0.44	0.44	0.36
	M ₃₃ G	0.65	-0.51	0.54	0.48	0.31
	M ₂₂ ^{corr}	2.67	6.62	3.02	2.21	1.46
	M ₂₂ G	1	3.23	1.64	1.21	0.77
2^{eme} cas G+P ± 1,2 E 0,8G ± E (KN, KN.m)	M ₃₃ ^{max}	29.29	12.98	9.09	6.60	6.86
	N ^{corr}	1253.5	952.2	662	290	165.6
	M ₂₂ ^{max}	11.71	14.78	9.28	8.88	8.25
	N ^{corr}	1434.85	1148.1	668.2	406.3	194.8
3^{eme} cas G+P ± 1,2 E 0,8G ± E (KN, KN.m)	N ^{min}	502.3	386.2	283.2	177.8	76.2
	M ₃₃ ^{corr}	1.98	2.33	3.27	2.14	2.54
	M ₂₂ ^{corr}	0.88	3.96	3.99	0.16	0.09
G+P ± 1,2 E 0,8G ± E (KN, KN.m)	T _{max}	21.3	18.2	14.3	9.4	6.4

Les sections d'acier dans les poteaux seront calculées en considérant les sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

Table 40 : Les situations de calcul.

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_c (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.17	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

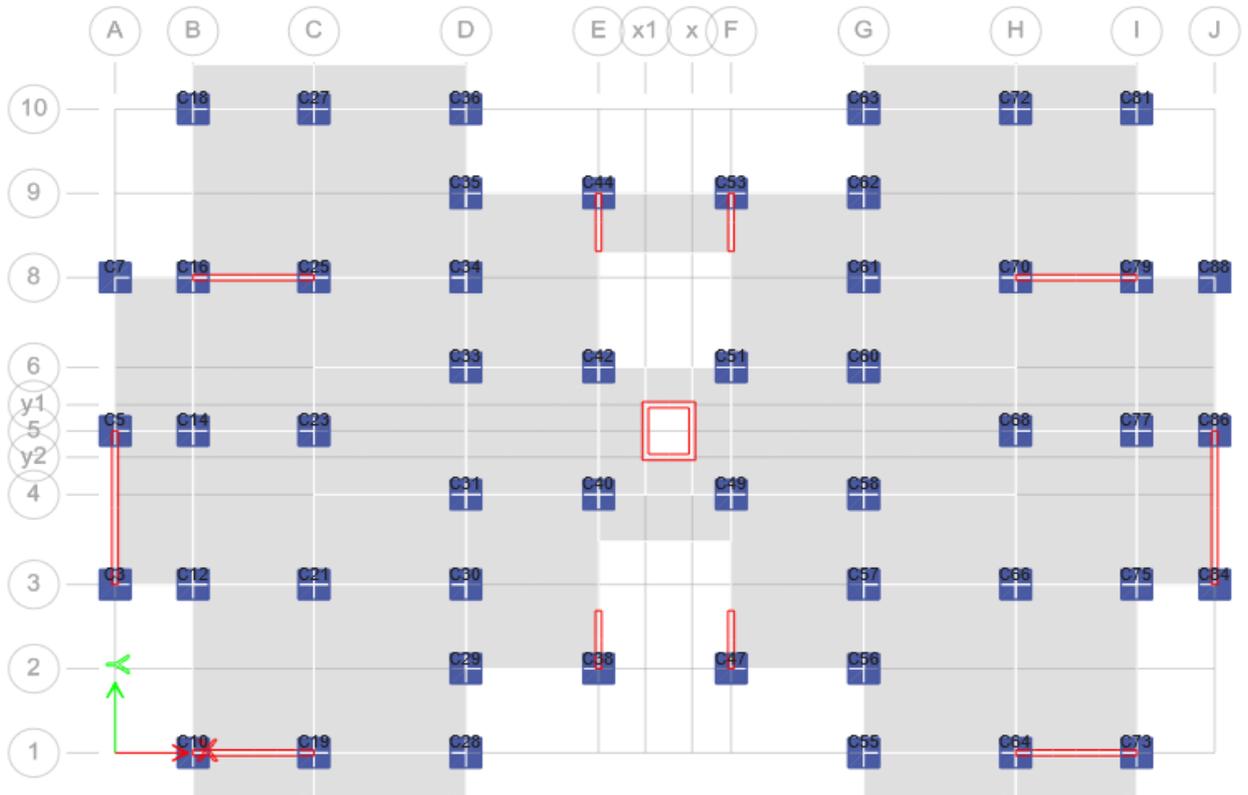


Figure 83 : Les poteaux.

1.6. Exemple de calcul :

Poteaux du RDC section : 80×80

1.6.1. Les armatures longitudinale

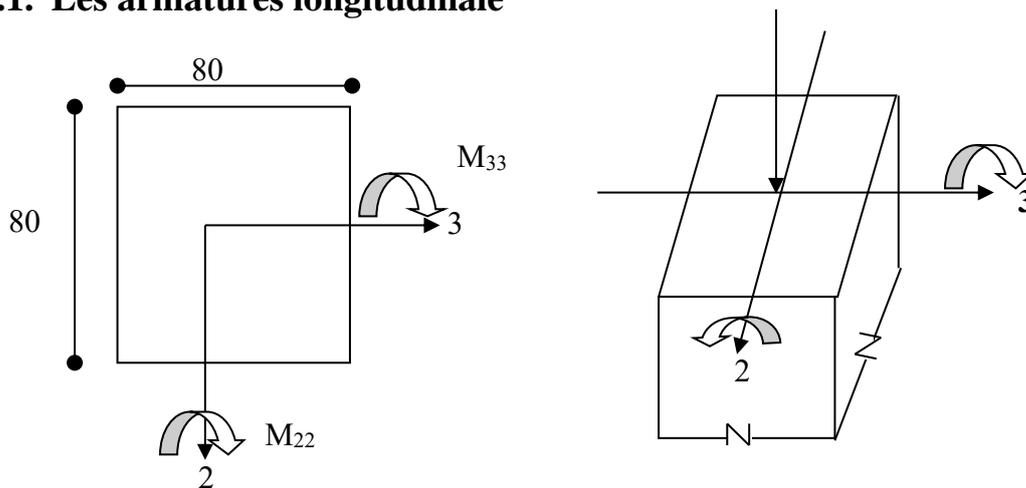


Figure 84 : Sollicitation sur les poteaux.

1er cas :

1,35 G + 1,5 p

-Les sollicitations prises en compte

$$\begin{aligned} N &= 2280.40 \text{ KN} & M_{33 \text{ corr}} &= 0,91 \text{ KN.m} & M_{22 \text{ corr}} &= 2.67 \text{ KN.m} \\ & & M_{33G} &= 0.65 \text{ KN.m} & M_{22G} &= 1.0 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Calcul suivant l'axe 3-3 :

ELUR :

$$A'_1 = \frac{N' - \sigma_{bc} \times B'}{\sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{2280,40 \times 10^3 - 14.17 \times 80 \times 80 \times 100}{348 \times 100} < 0$$

$$A'_1 = 0$$

E.L.U.S.F :

$$(L_f / h) \leq \max (15; 20 \times e_1/h)$$

$$e_1 = (M / N) \times 100 = \frac{0.91}{2280.4} \times 100 = 0,04 \text{ cm}$$

$$L_f / h = 285.6/80 = 3.57$$

$$20 \times e_1 / h = 20 \times \frac{0.04}{80} = 0.001$$

3.57 < 15 \longrightarrow Nous appliquons la méthode forfaitaire.

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; 1/250) = \max (2 \text{ cm} ; 1,63 \text{ cm})$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

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

$$\phi = 2$$

$$\alpha = 0.65/0.91 = 0.71$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285.6^2}{10^4 \cdot h} \times (2 + 0.71 \times 2) = 1.05 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.04 + 2 + 1.05 = 3.09 \text{ cm}$$

Le calcul se ramène en flexion composé avec :

$$N = 2280.40 \text{ KN}$$

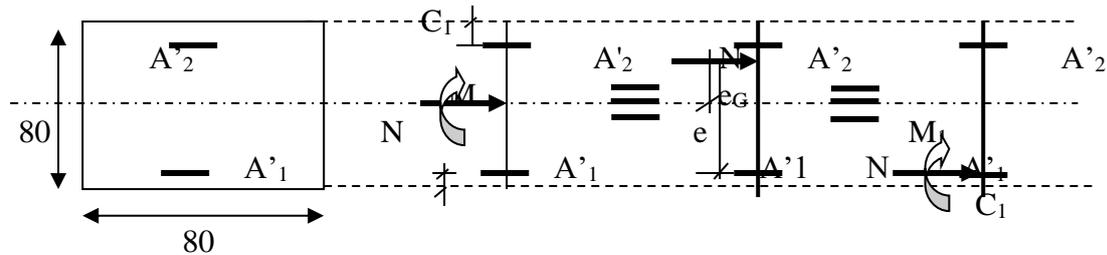
$$M = N \times e = 2280.4 \times 3.09 \times 10^{-2} = 70.46 \text{ KN.m}$$

$$e = 3.09 \text{ cm} < h/2 - c = 35 \text{ cm}$$

L'effort normale se trouve à l'intérieur de section alors :

*** vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N \times (d - C_1) - M_1}_{2}$$



$$1 = (0.337 \times 80 - 0.81 \times 5) \times 14.12 \times 80 \times 80 = 2070331 \text{ N.m} = 2070.331 \text{ KN.m}$$

$$2 = N \times (d - C_1) - M_1$$

$$M_1 = 70460 + 2280400 \times (3,09 + 80/2 - 5) \times 10^{-2} = 939064.4 \text{ N.m} = 939.0644 \text{ KN.m}$$

$$2 = 2280400 \times (0.72 - 0.05) - 939064.4 = 588803.6 \text{ N.m} = 588.8036 \text{ KN.m}$$

$$1 > 2 \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{939.064 \times 10^3}{80 \times 72^2 \times 14.17} = 0.1588$$

$$\mu < \mu_l = 0.186 \text{ (domaine 1 SPC)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1588}}{0.8} = 0.2174$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.2174) = 0.657 \text{ m}$$

$$A_s = \left(\frac{M_1}{Z} - N_u \right) \times \frac{1}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \left(\frac{939.064}{0.657} - 2280.4 \right) \times \frac{1}{34.8} = -24.46 < 0$$

$$A_s = 0$$

Calcul suivant l'axe 2-2:

$$N_{\max} = 2209,30 \text{ KN} \quad M_{22} \text{ corr} = 2.67 \text{ KN.m} \quad M_{22G} = 1.0 \text{ KN.m}$$

E.L.U.R :

$$A'_1 = \frac{N' - \sigma_{bc} \times B'}{\sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{2280,40 \times 10^3 - 14.17 \times 80 \times 80 \times 100}{348 \times 100} < 0$$

$$A'_1 = 0$$

E.L.U.S.F :

$$(L_f / h) \leq \max (15; 20 \times e_1 / h)$$

$$e_1 = (M / N) \times 100 = \frac{2.67}{2280.4} \times 100 = 0,12 \text{ cm}$$

$$L_f / h = 285.6 / 80 = 3.57$$

$$20 \times e_1 / h = 20 \times \frac{0.12}{80} = 0.003$$

3.57 < 15 \longrightarrow Nous appliquons la méthode forfaitaire.

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; 1/250) = \max (2 \text{ cm} ; 1,63 \text{ cm})$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

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

$$\phi = 2$$

$$\alpha = 1.0 / 2.67 = 0.375$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285.6^2}{10^4 \times 80} \times (2 + 0.375 \times 2) = 0.46 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.12 + 2 + 0.46 = 2.58 \text{ cm}$$

Le calcul se ramène en flexion composé avec :

$$N = 2280.40 \text{ KN}$$

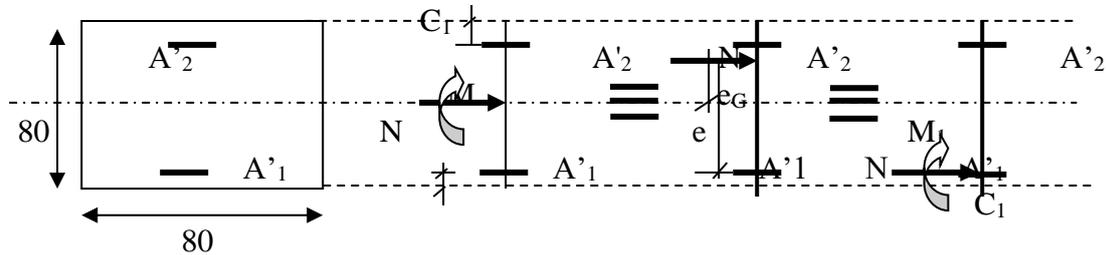
$$M = N \times e = 2280.4 \times 2.85 \times 10^{-2} = 64.99 \text{ KN.m}$$

$$e = 2.85 \text{ cm} < h/2 - c = 35 \text{ cm}$$

L'effort normale se trouve à l'intérieur de section alors :

* **vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N \times (d - C_1) - M_1}_{2}$$



$$1 = (0.337 \times 80 - 0.81 \times 5) \times 14.12 \times 80 \times 80 = 2070331 \text{ N.m} = 2070.331 \text{ KN.m}$$

$$2 = N \times (d - C_1) - M_1$$

$$M_1 = 64990 + 2280400 \times (2.85 + 80/2 - 5) \times 10^{-2} = 928121.4 \text{ N.m} = 928.1214 \text{ KN.m}$$

$$2 = 2280400 \times (0.72 - 0.05) - 928121.4 = 599776.6 \text{ N.m} = 599.7466 \text{ KN.m}$$

$$1 > 2 \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{928.121 \times 10^3}{80 \times 72^2 \times 14.17} = 0.1579$$

$$\mu < \mu_l = 0.186 \quad (\text{domaine 1 SPC})$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1579}}{0.8} = 0.2160$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.2160) = 0.657 \text{ m}$$

$$A_s = \left(\frac{M_1}{Z} - N_u \right) \times \frac{1}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \left(\frac{928.121}{0.657} - 2280.4 \right) \times \frac{1}{34.8} = -24.9 < 0$$

$$A_s = 0$$

2^{eme} cas : Combinaison accidentelle : (G + P ± 1,2 E ; 0,8 G ± E)

Calcul suivant l'axe 3-3 :

$$a : \begin{cases} M_{33}^{\max} = 29.29 \text{ KN.m} \\ N^{\text{Corr}} = 1253.5 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e_{G33} = \frac{M_{33}}{N} \times 100 = \frac{29.29}{1253.5} \times 100 = 2.33 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 40 \text{ cm}$$

$$(L_f / h) \leq \max (15; 20 \times e_1 / h)$$

$$e_1 = (M / N) \times 100 = 2.33 \text{ cm}$$

$$L_f / h = 285.6 / 80 = 3.57$$

$$20 \times e_1 / h = 20 \times \frac{2.33}{80} = 0.583$$

3.57 < 15 \longrightarrow Nous appliquons la méthode forfaitaire.

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; l / 250) = \max (2 \text{ cm} ; 1.63 \text{ cm})$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_r^2}{10^4 \cdot h} \times (2 + \alpha \phi)$$

$$\phi = 2$$

$$\alpha = 0.65 / 0.91 = 0.71$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285.6^2}{10^4 \cdot h} \times (2 + 0.71 \times 2) = 1.05 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 2.33 + 2 + 1.05 = 5.38 \text{ cm}$$

Le calcul se ramène en flexion composée avec :

$$N = 1253.5 \text{ KN}$$

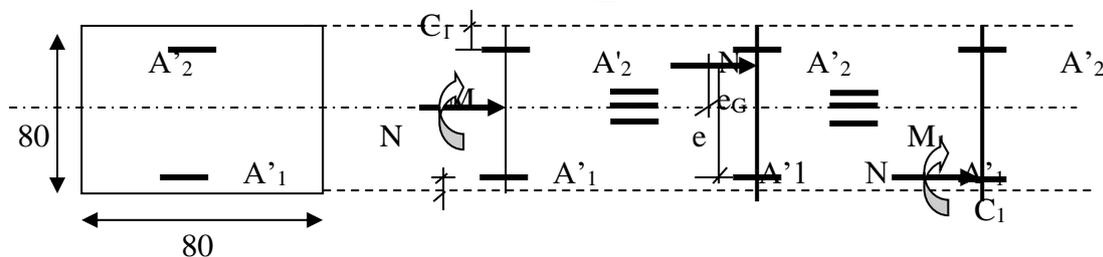
$$M = N \times e = 1253.5 \times 5.38 \times 10^{-2} = 67.43 \text{ KN.m}$$

$$e = 5.38 \text{ cm} < h / 2 - c = 35 \text{ cm}$$

L'effort normale se trouve à l'intérieur de section alors :

*** vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N \times (d - C_1) - M_1}_{2}$$



$$1 = (0.337 \times 80 - 0.81 \times 5) \times 14.12 \times 80 \times 80 = 2070331 \text{ N.m} = 2070.331 \text{ KN.m}$$

$$2 = N \times (d - C_1) - M_1$$

$$M_1 = 67430 + 1253500 \times (5.38 + 80 / 2 - 5) \times 10^{-2} = 573593.3 \text{ N.m} = 573.5933 \text{ KN.m}$$

$$2 = 1253500 \times (0.72 - 0.05) - 573593.3 = 266251.7 \text{ N.m} = 266.2517 \text{ KN.m}$$

1 > 2 \Rightarrow S.P.C

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{573.59 \times 10^3}{80 \times 72^2 \times 14.17} = 0.0976$$

$$\mu < \mu_t = 0.186 \quad (\text{domaine 1 SPC})$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0976}}{0.8} = 0.1286$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.1286) = 0.683 \text{ m}$$

$$A_s = \left(\frac{M_1}{Z} - N_u \right) \times \frac{1}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \left(\frac{573.59}{0.683} - 1253.5 \right) \times \frac{1}{40.0} = -10.34 < 0$$

$$A_s = 0$$

Calcul suivant l'axe 2-2 :

$$a : \begin{cases} M_{22}^{\max} = 11.71 \text{ KN.m} \\ N^{\text{Corr}} = 1434.85 \text{ KN} \end{cases}$$

$$e_1 = \frac{M_{33}}{N} \times 100 = \frac{11.71}{1434.85} \times 100 = 0.82 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 40 \text{ cm}$$

$$(L_f / h) \leq \max(15; 20 \times e_1 / h)$$

$$e_1 = (M / N) \times 100 = 0.82 \text{ cm}$$

$$L_f / h = 285.6 / 80 = 3.57$$

$$20 \times e_1 / h = 20 \times \frac{0.82}{80} = 0.205$$

3.57 < 15 \longrightarrow Nous appliquons la méthode forfaitaire.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; l / 250) = \max(2 \text{ cm} ; 1.63 \text{ cm})$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

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

$$\phi = 2$$

$$\alpha = 0.65 / 0.91 = 0.71$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285.6^2}{10^4 \cdot h} \times (2 + 0.71 \times 2) = 1.05 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.82 + 2 + 1.05 = 3.87 \text{ cm}$$

Le calcul se ramène en flexion composée avec :

$$N = 1434.85 \text{ KN}$$

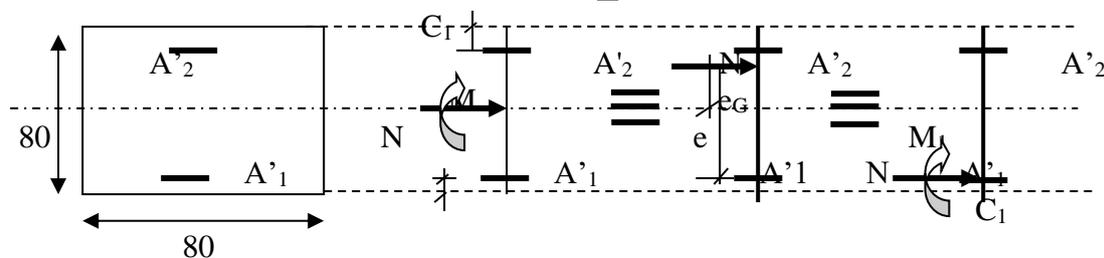
$$M = N \times e = 1434.85 \times 3.87 \times 10^{-2} = 55.53 \text{ KN.m}$$

$$e = 3.87 \text{ cm} < h/2 - c = 35 \text{ cm}$$

L'effort normale se trouve à l'intérieur de section alors :

*** vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_1 \leq \underbrace{N \times (d - C_1) - M_1}_2$$



$$1 = (0.337 \times 80 - 0.81 \times 5) \times 14.12 \times 80 \times 80 = 2070331 \text{ N.m} = 2070.331 \text{ KN.m}$$

$$2 = N \times (d - C_1) - M_1$$

$$M_1 = 555300 + 1434850 \times (3.87 + 80/2 - 5) \times 10^{-2} = 1113026 \text{ N.m} = 1113.026 \text{ KN.m}$$

$$2 = 1434850 \times (0.72 - 0.05) - 1113026 = -151676.5 \text{ N.m} = -151.6765 \text{ KN.m}$$

$$1 > 2 \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1113.026 \times 10^3}{80 \times 72^2 \times 18.48} = 0.1452$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1452}}{0.8} = 0.1970$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.1970) = 0.663m$$

$$A_s = \left(\frac{M_1}{Z} - N_u \right) \times \frac{1}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \left(\frac{1113.026}{0.663} - 1434.85 \right) \times \frac{1}{40.0}$$

$$A_s = 6.10 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \max(0 ; 6.10) = 6.10 \text{ cm}^2$$

3^{eme} cas : Combinaison accidentelle : (G + P ± 1,2 E ; 0,8 G ± E)

$$\begin{cases} N_{\min} = 502.3 \text{ KN} \\ M_{33}^{Corr} = 1.98 \text{ KN.m} \\ M_{22}^{Corr} = 0.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul suivant l'axe 3-3 :

$$e_{G33} = \frac{M_{33}}{N} \times 100 = \frac{1.98}{502.3} \times 100 = 0.39 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 40 \text{ cm}$$

$$(Lf / h) \leq \max(15; 20 \times e1/h)$$

$$e_1 = (M / N) \times 100 = 0.39 \text{ cm}$$

$$Lf / h = 285.6/80 = 3.57$$

$$20 \times e_1 / h = 20 \times \frac{0.39}{80} = 0.098$$

3.57 < 15 \longrightarrow Nous appliquons la méthode forfaitaire.

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; l/250) = \max(2 \text{ cm} ; 1.63 \text{ cm})$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

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

$$\phi = 2$$

$$\alpha = 0.65/0.91 = 0.71$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285.6^2}{10^4 \cdot h} \times (2 + 0.71 \times 2) = 1.05 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.39 + 2 + 1.05 = 3.44 \text{ cm}$$

Le calcul se ramène en flexion composé avec :

$$N = 502.3 \text{ KN}$$

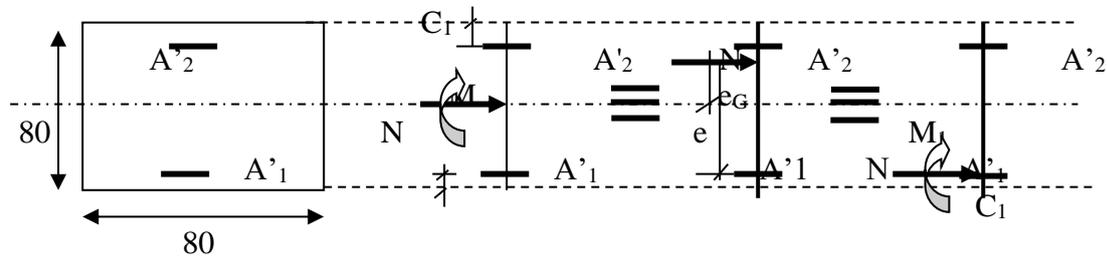
$$M = N \times e = 502.3 \times 3.44 \times 10^{-2} = 17.28 \text{ KN.m}$$

$$e = 3.44 \text{ cm} < h/2 - c = 35 \text{ cm}$$

L'effort normale se trouve à l'intérieur de section alors :

* **vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 C_1) \times \sigma_b \times b \times h}_{1} \leq \underbrace{N \times (d - C_1) - M_1}_{2}$$



$$1 = (0.337 \times 80 - 0.81 \times 5) \times 14.12 \times 80 \times 80 = 2070331 \text{ N.m} = 2070.331 \text{ KN.m}$$

$$2 = N \times (d - C_1) - M_1$$

$$M_1 = 17280 + 502300 \times (3.44 + 80/2 - 5) \times 10^{-2} = 210364.1 \text{ N.m} = 210.3641 \text{ KN.m}$$

$$2 = 502300 \times (0.72 - 0.05) - 210364.1 = 126176.9 \text{ N.m} = 126.1769 \text{ KN.m}$$

$$1 > 2 \Rightarrow \text{S.P.C}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{210.36 \times 10^3}{80 \times 72^2 \times 18.48} = 0.0274$$

$$\mu < \mu_t = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0274}}{0.8} = 0.0347$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.0347) = 0.710 \text{ m}$$

$$A_s = \left(\frac{M_1}{Z} - N_u \right) \times \frac{1}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \left(\frac{210.36}{0.710} - 503.30 \right) \times \frac{1}{40.0} = -5.18 < 0$$

$$A_s = 0$$

Calcul suivant l'axe 2-2 :

$$N_{\min} = 502.3 \text{ KN}$$

$$a : M_{22}^{\text{Corr}} = 0.88 \text{ KN.m}$$

$$e_1 = \frac{M_{22}}{N} \times 100 = \frac{0.88}{502.3} \times 100 = 0.18 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 40 \text{ cm}$$

$$(L_f / h) \leq \max (15; 20 \times e_1/h)$$

$$e_1 = (M / N) \times 100 = 0.18 \text{ cm}$$

$$L_f / h = 285.6/80 = 3.57$$

$$20 \times e_1 / h = 20 \times \frac{0.82}{80} = 0.205$$

3.57 < 15 \longrightarrow Nous appliquons la méthode forfaitaire.

$$e_a = \max (2 \text{ cm} ; 1/250) = \max (2 \text{ cm} ; 1,63 \text{ cm})$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

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

$$\phi = 2$$

$$\alpha = 0.65/0.91 = 0.71$$

$$e_2 = \frac{3 \times 285.6^2}{10^4 \cdot h} \times (2 + 0.71 \times 2) = 1.05 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_a + e_2 = 0.18 + 2 + 1.05 = 3.23 \text{ cm}$$

Le calcul se ramène en flexion composé avec :

$$N = 1434.85 \text{ KN}$$

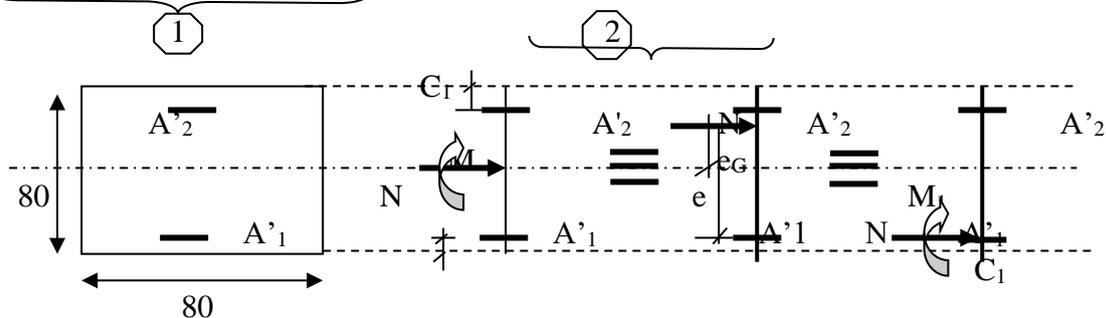
$$M = N \times e = 502.3 \times 3.23 \times 10^{-2} = 16.22 \text{ KN.m}$$

$$e = 3.23 \text{ cm} < h/2 - c = 35 \text{ cm}$$

L'effort normale se trouve à l'intérieur de section alors :

*** vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0.337 \times h - 0.81 C_1)}_{1} \times \sigma_b \times b \times h \leq \underbrace{N \times (d - C_1) - M_1}_{2}$$



$$1 = (0.337 \times 80 - 0.81 \times 5) \times 14.12 \times 80 \times 80 = 2070331 \text{ N.m} = 2070.331 \text{ KN.m}$$

$$2 = N \times (d - C_1) - M_1$$

$$M_1 = 16220 + 502300 \times (3.23 + 80/2 - 5) \times 10^{-2} = 640076.6 \text{ N.m} = 640.0766 \text{ KN.m}$$

$$2 = 502300 \times (0.72 - 0.05) - 640076.6 = -303535.6 \text{ N.m} = -303.5356 \text{ KN.m}$$

$1 > 2 \Rightarrow \text{S.P.C}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_1}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{640.08 \times 10^3}{80 \times 72^2 \times 18.48} = 0.0835$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0835}}{0.8} = 0.1091$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.72(1 - 0.4 \times 0.1091) = 0.689 \text{ m}$$

$$A_s = \left(\frac{M_1}{Z} - N_u \right) \times \frac{1}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = \left(\frac{640.08}{0.689} - 502.30 \right) \times \frac{1}{40.0}$$

$$A_s = 1.07 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \max(0; 1.07) = 1.07 \text{ cm}^2$$

Armature minimale :

Suivant B.A.E.L 91 :

$$A_{1\min} = \max(0,2 \times b \times h / 100 ; 4 \text{ cm}^2) = \max(12.80 ; 4) \text{ cm}^2$$

$$A_{1\min} = 12.80 \text{ cm}^2$$

Suivant RPA 99/V2003 :

$$A_2 \min = 0,8 \% (b \times h) \rightarrow A_{2\min} = 51.2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \max(A_1, A_2, A_3, A_{1\min}, A_{2\min})$$

$$A_{\max} = \max(0 ; 6.10 ; 1.07 ; 12.80 ; 51.20) = 51.20 \text{ cm}^2.$$

Donc la section des armatures adoptées pour les poteaux (80 x 80) cm², du sous- sol; RDC et 1^{er} étage est : A = 51.20 cm².

$$\text{Choix : } 6\text{HA}32 + 2\text{A}14 \Rightarrow A_s = 51.33 \text{ cm}^2$$

Recouvrement des barres longitudinales :

$$L_R = 40 \times \phi_{\max} = 40 \times 0.32 = 12.80 \text{ cm}$$

Remarque : Le calcul des armatures pour les poteaux est résumé dans le tableau suivant :

Table 41 : Ferrailage des poteaux isolés.

Section	A_{cal} (cm^2)	$A_{s\ min}$ (RPA) (cm^2)	Barres (long)	$A_{t\ choisi}$ (cm^2)	Barres (trans)	$A_{t\ choisi}$ (cm^2)	S_t (cm) (nodale)	S_t (cm) (courante)
80×80	6.10	51.2	6T32+2T14	51.33	3HA10	3.14	10	15
70×70	5.49	39.2	4T32+4T25	50.9	3HA10	3.14	10	15
60×60	3.99	28.8	8T25	36.73	3HA10	3.14	10	15
50×50	2.71	20	8T20	25.13	2HA8	2.01	10	15
40×40	1.69	12.8	8T16	16.00	2HA8	2.01	10	15

1.6.2. Armatures transversales :

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{32}{3} = 10.67 \text{ mm}$$

Donc On prendra $\phi_t = 12$ mm avec une nuance d'acier FeE235

- **Espacement des armatures transversales :**

1- Suivant les règles BAEL 91 :

$$S_t = \min (15\phi_{\min}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm}) = \min (15 \times 1,4 ; 40 \text{ cm} ; 50 \text{ cm})$$

$$\Rightarrow S_t = 21 \text{ cm.}$$

On prend : $S_t = 20$ cm

2- Suivant le RPA 99/V2003 : (zone IIa)

$$\text{Dans la zone nodale : } S_t \leq \min (10 \phi_{L\min} ; 15 \text{ cm}) = \min (10 \times 1,4 ; 15 \text{ cm})$$

$\Rightarrow St \leq 14 \text{ cm}$

On prend : $St = 10 \text{ cm}$

Dans la zone courante : $St \leq 15\phi_{Lmin} = 15 \times 1,4 = 21 \text{ cm}$

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

Condition de cisaillement :

$T_{max} = 21.3 \text{ KN}$

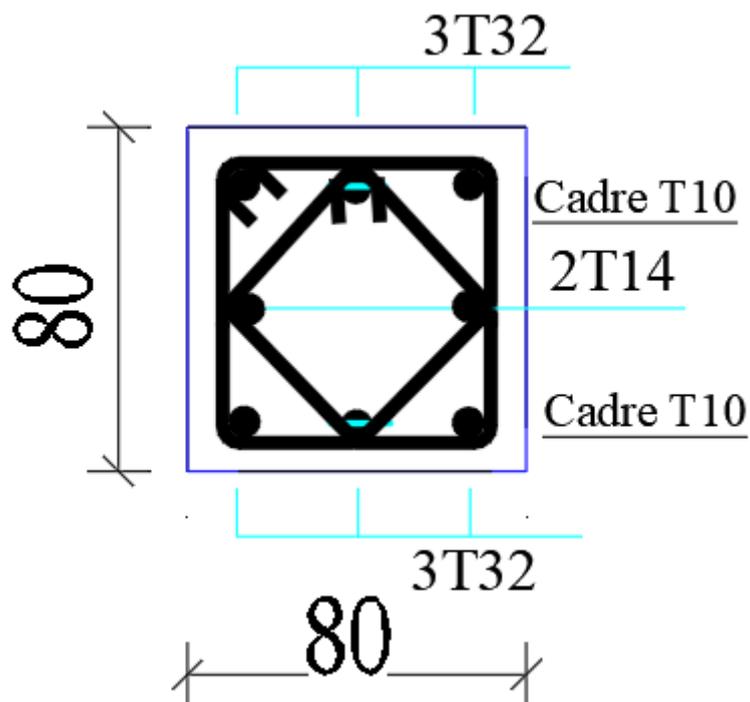
$$\tau_{xmax} = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{21300}{80 \times 80 \times 100} = 0,033 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_x = \min \left[\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 2,67 \text{ MPa}$$

$\tau_{xmax} = 0,033 \text{ MPa} < \bar{\tau}_x = 2,67 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$

Schéma de ferrailage :

Poteaux (80 x80)



2. FERRAILLAGE DES POUTRES :

2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les poutres en travée seront ferrillées pour une situation durable et en appui pour une situation accidentelle.

On distingue deux types de poutre :

Poutres principales (30 X 45) cm²

Poutres secondaires (30 X 30) cm²

Le schéma ci-dessous montre l'emplacement des poutres porteuses et des poutres secondaires dans notre structure.

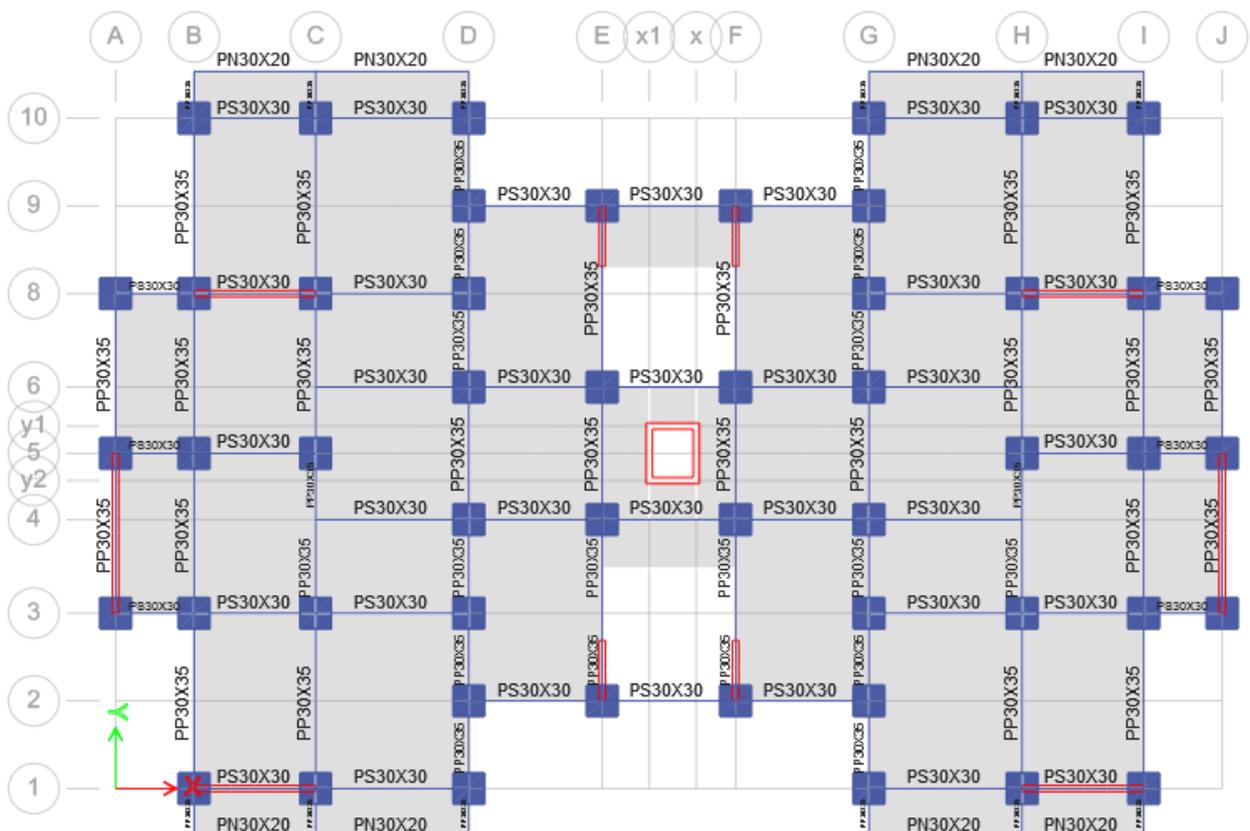


Figure 85 : Les poutres porteuses et les poutres secondaires.

2.2. Ferrailage réglementaire :

2.2.1. Recommandation des RPA 99/version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6 % en zone recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40Φ en zone IIa.
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

Dans notre cas, nous allons ferrailer les poutres les plus sollicitées. Le ferrailage sera fait pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

2.2.2. Règlement BAEL 91 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \rightarrow \text{Pour les armatures tendues (Article A-4-2 B.A.E.L.91)}$$

- **Armatures transversales :**

$$A_{t\min} = 0,003.S.b$$

b : la 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 :

$$S = \min(h/4 ; 12\emptyset).$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$.

- **Vérification de la contrainte tangente :**

Les règles CBA93 (A.5.1) considérant la contrainte tangente conventionnelle ou nominal

comme étant : $\tau_u^{\max} = \frac{V_{u,\max}}{b_0 \times d}$

V_u = effort tranchant à L'E.L.U.

b_0 = largeur de la poutre ou le poteau.

d = hauteur utile.

τ_u doit vérifier la condition :

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa}$ (fissuration peu nuisible). Avec $f_{cj}=25\text{ MPa}$

$\overline{\tau_u} = 3,25\text{ MPa}$

- **Disposition constrictive :**

Calcul de l'espacement : espacement S_t des cours d'armatures transversales :

CBA93 (A.5.1.2.2) :

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

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2) nous donne la formule suivante :

$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \leq 0.4\text{Mpa}$

2.3. Les sollicitations des poutres

A l'aide du fichier des résultats donné par le "ETABS2009", on obtient les résultats suivants.

Table 42 : Sollicitations des poutres

Type	En travée (KN.m)		En appui (KN.m)		Effort Tranchant (KN)
	M_t^u	M_t^{ser}	M_a^u	M_a^{ser}	T
Poutre secondaire (30x30)	19.74	14.31	-19.79	-14.37	45.7
Poutre principale (30x35)	36.21	25.99	-54.29	-39.66	82.8

2.4. Calcul détaillé :

- Poutre principale (30 × 35) cm²
- Poutre secondaire (30 × 30) cm²

2.4.1. Calcul a la flexion simple (Ferrailage longitudinal) :

a- Conditions imposées par le RPA 99/V 2003 :

- Poutres principales : $A_{\min}=0,005 \times 30 \times 35= 5,25 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{\min}=0,005 \times 30 \times 30= 4,50 \text{ cm}^2$

b- Conditions imposées par le BAEL 91 :

- Poutres principales (30x35) : $A_{\min} \geq 1,47 \text{ cm}^2$;
Pour toute la section : $A_{\min} = 1,47 \times 2 = 2.94 \text{ cm}^2$;
- Poutres secondaires (30x30) : $A_{\min} \geq 0,98 \text{ cm}^2$,
Pour toute la section : $A_{\min} = 0.98 \times 2 = 1.96 \text{ cm}^2$

Ferrailage adoptée :

Les armatures filantes sera choisi d'après les conditions ci-dessus.

- **Poutres principales** : Selon le minimum de RPA, On adopte un ferrailage de **3HA14** en nappe supérieure et **3HA14** en nappe inférieure $\Rightarrow 9.23 \text{ cm}^2 > A_{\min}$
- **Poutres secondaires** : Selon le minimum de RPA, On adopte un ferrailage de **3HA12** en nappe supérieure et **3HA12** en nappe inférieure $\Rightarrow 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min}$

2.4.2. Poutre principale

a- Ferrailage en travées : (situation durable) ELU

$$B = 30 \times 35 \text{ cm}^2; Fe = 400 \text{ MPa};$$

$$M_{\text{ult}} = 36.21 \text{ KN.m} \quad (\text{ETABS V 9.0.7})$$

$$M_{\text{ser}} = 25.99 \text{ KN.m}$$

ELU

D'après B.A.E.L 91 :

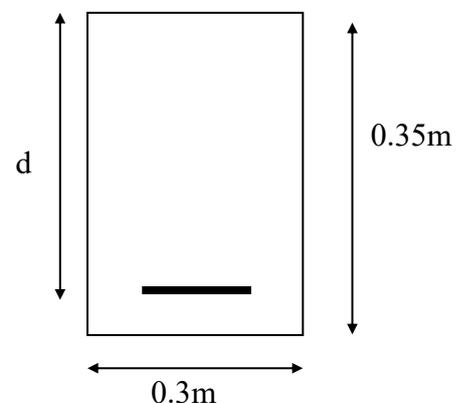


Figure 86 : La section d'une poutre longitudinale

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{36.21 \times 10^3}{30 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.0858$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0637}}{0.8} = 0.1123$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.315(1 - 0.4 \times 0.1123) = 0.30 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{36.21 \times 10^3}{30 \times 348}$$

$$A_s = 3.47 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_t^{ser} = 25.99 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Section rectangulaire} \\ \text{- Flexion simple} \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{36.21}{25.99} = 1.39$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\alpha = 0.1123 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.44 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

-Fissuration peu nuisible (Aucune vérification pour σ_s)

Donc; les armatures calculées à l'ELU conviennent

On adopte : **3T14** filantes + **3T12** de renfort

b- Ferrailage sur appui : Poutre B163 du planche haut 10^{eme} étage

$$M_{ult} = -54.29 \text{ KN.m} \quad (\text{ELU}) \quad (\text{ETABS V 9.0.7})$$

$$M_{ser} = -39.66 \text{ KN.m}$$

Situation durable

ELU

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{54.29 \times 10^3}{30 \times 31.5^2 \times 14.17} = 0.1287$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1287}}{0.8} = 0.1728$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.315(1 - 0.4 \times 0.1728) = 0.29 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{54.29 \times 10^3}{29 \times 348} = 5.38 \text{ cm}^2$$

ELS

$$M_a^{ser} = 39.66 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Section rectangulaire} \\ \text{- Flexion simple} \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{53.29}{39.66} = 1.37$$

-Fissuration peu nuisible (Aucune vér

Donc; les armatures calculées à l'ELU conviennent.

On adopte : **3T14** filantes + **3T12** chapeau

2.4.3. Vérification nécessaire pour les poutres :

- La condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_c} = 1.14 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Pourcentage exigé par le RPA99 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min} > 0.5\% \cdot (30 \times 35) = 5.25 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2.4.4. Calcule à l'effort tranchant (Armatures transversales)

La poutre la plus sollicitée est la poutre B163 du plancher haut 10^{ème} étage.

$$V_u^{\text{Max}} = 82.8 \text{ KN} \quad (\text{ETABS V 9.0.7})$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u^{\text{max}} = \frac{82.8 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.315} = 0.88 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPA}) = 3.25 \text{ MPA} \quad (\text{fissuration peu nuisible et } f_{cj} = 25 \text{ MPa})$$

$$\tau_u^{\text{max}} < \bar{\tau} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

- Détermination des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L_{\min}}\right) = \min\left(\frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 12\right)$$

$$\phi_t \leq \min(10; 8.57; 12)$$

$$\phi_t \leq 8.57 \text{ mm} \quad \text{on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } 4\phi_8 \Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

Soit 1 cadre de HA8 + un étrier de HA8 = 2.01 cm²

- Espacement des armatures transversales :

- Selon BAEL91 :

$$* \delta t_1 \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 31.5 ; 40 \text{ cm}) = 28.35 \text{ cm.}$$

$$* \delta t_2 \leq \frac{At \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,4 \text{ cm} \Rightarrow \delta t_2 = 35 \text{ cm}$$

$$* \delta t_3 \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,8 \times 2,01 \times 235}{30 \times (0,88 - 0,3 \times 2,1)} = 50,384$$

$$\delta t \leq \min(\delta t_1 ; \delta t_2 ; \delta t_3) \Rightarrow \delta t = 20 \text{ cm}$$

-D'après le RPA 99/V2003:

$$1) \text{ En zone nodale : } \delta t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \varnothing\right) = \min\left(\frac{35}{4} ; 12 \times 0,8\right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \delta_t = 8.75 \text{ cm}$$

$$2) \text{ En zone courante : } \delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

b) Vérification des armatures transversales :

Selon le R.P.A 99/V2003, la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At = 0.003 \times \delta_t \times b \text{ (Article A.5.2.2)}$$

$$\text{En zone nodale : } A_t = 0,003 \times 7.5 \times 30 = 0,79 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Longueur de recouvrement : } L_r = 40 \times \varnothing_{L \text{ max}}$$

2.4.5. Poutre Secondaire

a- Ferrailage en travées : (situation durable) ELU

$$B = 30 \times 30 \text{ cm}^2 ; \text{ Fe} = 400 \text{ MPa};$$

$$M_{\text{ult}} = 19.74 \text{ KN.m (ETABS V 9.0.7)}$$

$$M_{\text{ser}} = 14.31 \text{ KN.m}$$

ELU

D'après B.A.E.L 91 :

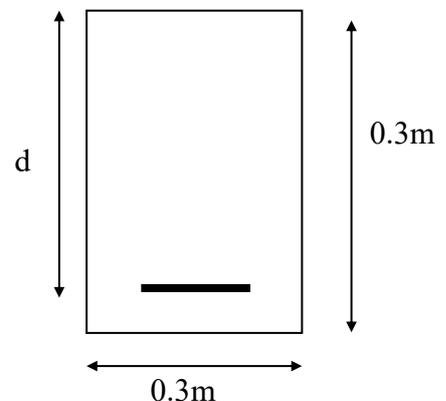


Figure: La section d'une poutre longitudinale

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{19.74 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14.17} = 0.0637$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0637}}{0.8} = 0.0823$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.27(1 - 0.4 \times 0.0823) = 0.26 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{19.74 \times 10^3}{26 \times 348}$$

$$A_s = 2.18 \text{ cm}^2$$

ELS :

$$M_t^{ser} = 14.31 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Section rectangulaire} \\ \text{- Flexion simple} \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{19.74}{14.31} = 1,38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{20}{100} = 0,39$$

$$\alpha = 0,0823 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,39 \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b$$

-Fissuration peu nuisible (Aucune vérification pour σ_s)

Donc; les armatures calculées à l'ELU conviennent

On adopte : **3T12** filantes + **2T12** de renfort

b- Ferrailage sur appui : Poutre B135 du planche haut 9^{eme} étage

$$M_{ult} = -19.79 \text{ KN.m} \quad (\text{ELU}) \quad (\text{ETABS V 9.0.7})$$

$$M_{ser} = -14.37 \text{ KN.m}$$

Situation durable

ELU

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{19.79 \times 10^3}{30 \times 27^2 \times 14.17} = 0.0639$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \quad (\text{Acier FeE400})$$

$$\Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0639}}{0.8} = 0.0826$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.27(1 - 0.4 \times 0.0826) = 0.26 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{19.79 \times 10^3}{26 \times 348} = 2.19 \text{ cm}^2$$

ELS

$$M_a^{ser} = 14.37 \text{ KN.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Section rectangulaire} \\ \text{- Flexion simple} \\ \text{- Acier FeE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{19.79}{14.37} = 1.38$$

-Fissuration peu nuisible (Aucune vérification pour σ_s)

Donc; les armatures calculées à l'ELU conviennent

On adopte : **3T12** filantes + **2T12** chapeau

2.4.6. Vérification nécessaire pour les poutres :

- La condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_c} = 0.98 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Pourcentage exigé par le RPA99 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre 0.5% en toute section : $A_{\min} > 0.5\% \cdot b \cdot h$.

$$A_{\min} > 0.5\% \cdot (30 \times 30) = 4.50 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

2.4.7. Calcule à l'effort tranchant (Armatures transversales)

L poutre la plus sollicitée est la poutre B130 du plancher haut RDC

$$V_u^{\text{Max}} = 45.7 \text{ KN} \quad (\text{ETABS V 9.0.7})$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u^{\text{max}} = \frac{45.7 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.27} = 0.60 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min(0,13f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \quad (\text{fissuration peu nuisible et } f_{cj} = 25 \text{ MPa})$$

$$\tau_u^{\text{max}} < \bar{\tau} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

- **Détermination des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{L_{\min}}\right) = \min\left(\frac{300}{35}; \frac{300}{10}; 12\right)$$

$$\phi_t \leq \min(8.57; 10; 12)$$

$$\phi_t \leq 8.57 \text{ mm} \quad \text{on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } 4\phi_8 \Rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

Soit 1 cadre de HA8 + un étrier de HA8 = 2.01 cm²

- **Espacement des armatures transversales :**

- Selon BAEL91 :

$$* \delta t_1 \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 27; 40 \text{ cm}) = 24.3 \text{ cm.}$$

$$* \delta t_2 \leq \frac{At \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,4 \text{ cm} \Rightarrow \delta t_2 = 35 \text{ cm}$$

$$* \delta t_3 \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,8 \times 2,01 \times 235}{30 \times (0,6 - 0,3 \times 2,1)} < 0$$

$$\delta t = \min(\delta t_1; \delta t_2; \delta t_3) \Rightarrow \delta t = 20 \text{ cm}$$

-D'après le RPA 99/V2003:

1) En zone nodale :
$$\delta t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \varnothing\right) = \min\left(\frac{30}{4}; 12 \times 0,8\right) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \delta_t = 7.5 \text{ cm}$$

2) En zone courante :
$$\delta_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

b) Vérification des armatures transversales :

Selon le R.P.A 99/V2003, la quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$At = 0.003 \times \delta_t \times b \quad (\text{Article A.5.2.2})$$

En zone nodale : $A_t = 0,003 \times 7.5 \times 30 = 0,675 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$

Longueur de recouvrement : $L_r = 40 \times \varnothing_{L \text{ max}}$

Résumé :

- Armatures longitudinales en travée : 3HA14 filante + 3T12 de renfort (p.p)
- Armatures longitudinales sur appuis : 3HA14 filante + 2T12 chapeau (p.p)
- Armatures longitudinales en travée : 3HA12 filante + 2T12 de renfort (p.s)
- Armatures longitudinales sur appuis : 3HA12 filante + 2T12 chapeau (p.s)
- Espacement de : 7.5 cm en zone nodale et 15 cm en zone courante.
- Longueur de recouvrement $L = 0.48 \text{ m}$.
- Armatures transversales : un cadre + un étrier de HA8.

Poutres principales :

Table 43 : Ferrailage de poutres principales.

	Section (cm ²)	A _s calculé (cm ²)	A _s choisi	Choix des barres	A _s choisie (cm ²)
Sur appui	30 x 35	5.38	5.25	3T14+3T12	8.01
En travée		3.47	5.25	3T14+3T12	8.01

Poutres secondaires :

Table 44 : Ferrailage de poutres secondaires.

	Section (cm ²)	A _s calcule (cm ²)	A _s RPA (cm ²)	Choix des barres	A _s choisie (cm ²)
Sur appui	30 x 30	2.19	4.5	3T12+2T12	5.65
En travée		2.18	4.5	3T12+2T12	5.65

Schémas de ferrailage :

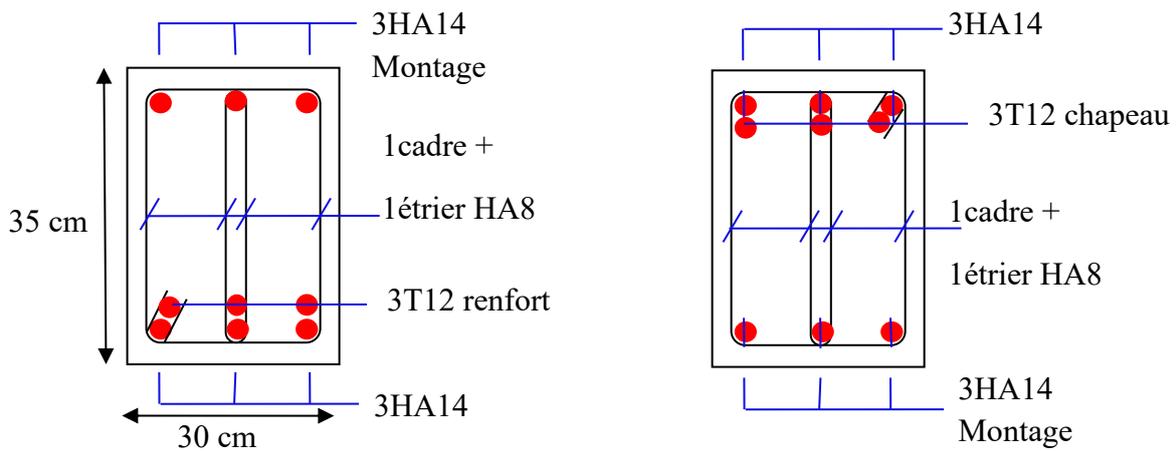


Figure 87 : Ferrailage de poutres principales (30x35) en travée et en appui respectivement

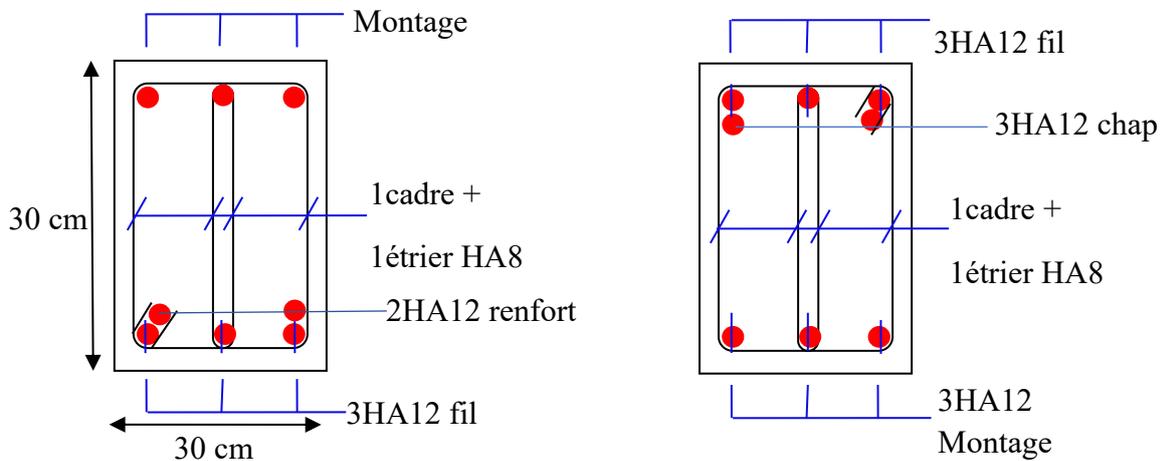


Figure 88 : Ferrailage des poutres secondaires (30x30) en travée et en appui respectivement

Remarque :

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-dessus; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

Table 45 : Tableau récapitulatif des ferrillages des poutres.

Type		Amin (cm ²) BAEL	Amin (cm ²) RPA	A _{cal} (cm ²)	Barres choisie	A _{cor} (cm ²)	Longueur de recouvrement (cm)
Poutre principal e (30x35)	travée	2.94	5.25	3.47	3T14+3T12	8.01	56
	appui	2.94	5.25	5.38	3T14+2T12	8.01	56
Poutre secondaire (30x30)	travée	1.96	4.5	2.18	5T12	5.65	48
	appui	1.96	4.5	2.19	5T12	5.65	48

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

2.5.1. Appui de rive :

a- Vérification de la section d'armatures longitudinales inférieures :

$$V_u \leq 0.267.a.b.f_{c28}.$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

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

$$a = L_a - 2 \text{ cm}$$

L_a = longueur d'ancrage.

On choisit un crochet droit.

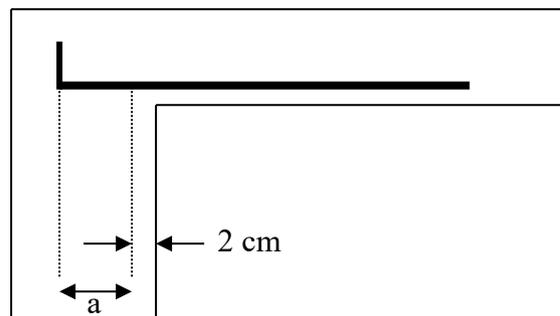
$$L_a = l_s - 24.69\Phi_1$$

Φ_1 : Armatures longitudinales.

l_s : Longueur de scellement droit.

$$l_s = 35\Phi_1 \text{ (fe E400, } \psi_s = 1.5, f_{c28} = 25 \text{ MPa)}$$

$$L_a = (35 - 24.69) 1.2 = 12.37 \text{ cm.}$$



$$L_{a,\min} = r + 0.5\Phi_1$$

$$r = 5.5\Phi_1 = 6.6$$

$$L_{a,\min} = 6.6 + (0.5 \times 1.2) = 7.2 \text{ cm.}$$

$$a = 12.37 - 2 = 10.37 \text{ cm.}$$

La longueur d'appui « a » doit vérifier la condition suivante : $\frac{3.75 \times V_u}{b \times f_c} \leq a \leq 0.9 \times d$

$$1.43 \text{ cm} \leq a = 10.37 \text{ cm} \leq 28.35 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$V_u = 45.7 \text{ KN (p.s)} \leq 0.267 \times 10.37 \times 0.3 \times 25 = 20.77 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2.5.2. Appui intermédiaire :

Puisque on a : $V_u + \frac{M_u}{0.9d} > ? 0$

On doit vérifier : $A_{si} \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \left[V_u + \frac{M_u}{0.9.d} \right] \quad A_{s \geq 0.94 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$

3. FERRAILLAGE DES VOILES

3.1. Introduction

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Ils peuvent être construit en béton armé ou non armé.

Le rôle des voiles est de :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers ;
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme) ;
- Servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions.

Un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieur à quatre fois son épaisseur est considérée comme un voile.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ;
- A leur jonction avec les planchers et
- A leurs extrémités.

3.1. Calcul de ferrailage

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à la base. La figure montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête et un moment fléchissant.

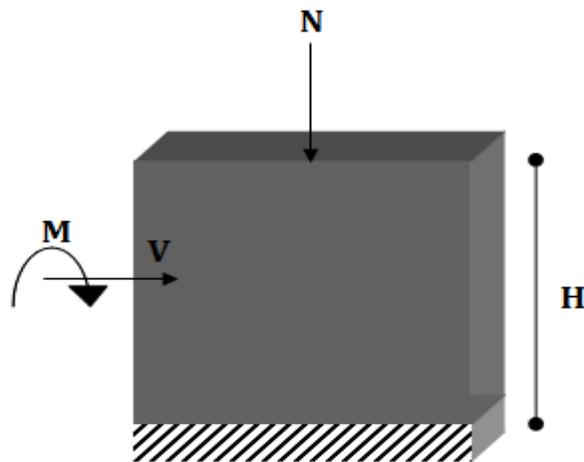


Figure 89 : les moments et les efforts normaux et de cisaillement appliqué sur les voiles.

Le voile est donc sollicité par un effort normal N, un effort tranchant V constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Procédure de ferrailage :

Pour le ferrailage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements CBA 93 et RPA 99 version 2003.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement global de la structure en effet, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenue, permet l'adoption d'un bon ferrailage.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

Nota: Les contraintes maximale σ_{\max} et minimale σ_{\min} du voile peuvent être déterminées à l'aide de M et N qui sont lues à partir du fichier résultat d'ETABS2009.

- **1^{er} cas : Section Entièrement Comprimée**

Si : $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) > 0$ la section du voile est entièrement comprimée "pas de zone tendue".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 version 2003 Art (7.7.4.1).

$$A_{\min} = 0,0015.b.L (0,15\%)$$

- **2^{ème} cas : Section Entièrement tendue**

Si : $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min}) < 0$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A = \frac{f_t}{f_e}$; on compare A par la section minimale exigée par le RPA 99 version 2003.

Si : $A < A_{\min} = 0,15\% . b . L_t$ de la section du voile, on ferraille avec la section minimale.

Si : $A > A_{\min}$, on ferraille avec A.

- **3^{ème} cas : Section Partiellement Tendue**

Si : $(\sigma_{\max} \text{ et } \sigma_{\min})$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement tendue, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

Voiles pleins :

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux.

a) Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

1. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
2. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
3. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
4. 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).
5. A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

b) Aciers horizontaux :

1. Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
2. Elles doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .
3. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c) Règles communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1.5e$ e : Epaisseur du voile.
- $S \leq 30 \text{ cm}$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2}; \frac{2L'}{3} \right)$$

Où L' : la longueur de la zone comprimée.

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

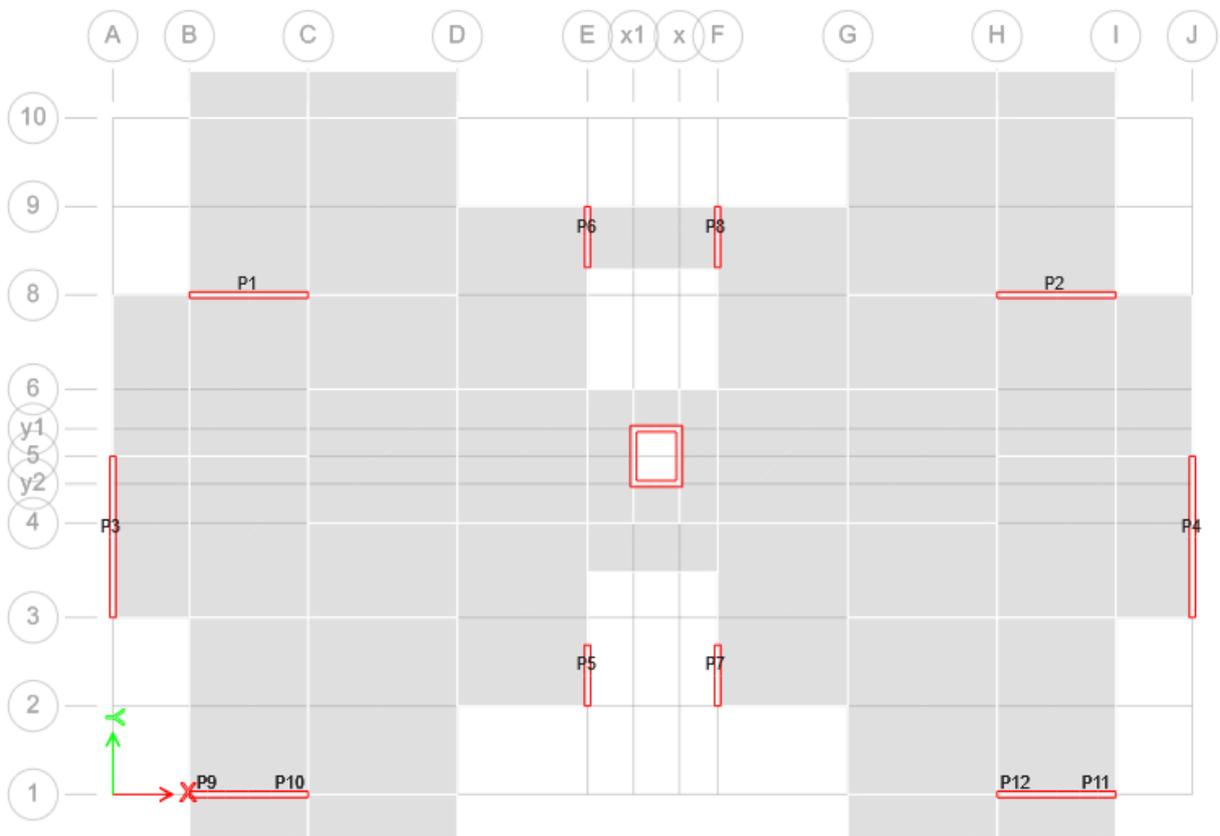


Figure 90 : Les types des voiles.

A l'aide du fichier des résultats donné par l'ETABS 2009, on aura les résultats suivants :

Table 46 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant en (KN.m) et des efforts normaux en (KN) et efforts tranchants.

Type des voiles		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
Les sollicitations		P3,P4	P1,P2	P6,P8	P5,P7	P9,P10,P11,P12
1,35G+1,5P	N _{max} (t)	-282.03	-356.87	-314.06	-211.03	-231.8
	M ₃₃ ^{corr} (t.m)	18.729	9.099	-6.328	4.294	-2.161
G+P ± 1,2 E	M ₃₃ ^{max} (t.m)	163.65	8.932	6.068	6.113	-6.38
0,8G ± E	N ^{corr} (t)	- 203.97	-227.38	-189.06	-126.74	-147.81
G+P ± 1,2 E	N ^{min} (t)	-114.31	-144.14	-112.35	-88.82	-13.1
0,8G ± E	M ₃₃ ^{corr} (t.m)	1.337	2.512	-3.297	3.979	0.51
G+P ± 1,2 E	T _{max} (t)	1.31	2.29	8.29	-2.63	5.06
0,8G ± E						

3.1.1. Exemple de calcul

a- Ferrailage vertical :

Nous proposons le calcul détaillé du voile P4/P3 au niveau du RDC :

$$L = h = 4.10 \text{ m} \quad e_p = 0.15 \text{ m}$$

Détermination des sollicitations :

$$M_{\max} = 18.729 \text{ t.m}$$

$$I = (0.15 \times 4.10^3) / 12 = 0.86 \text{ m}^4$$

$$N_{\text{cor}} = -282.03 \text{ t}$$

$$v = h/2 = 2.05 \text{ m}$$

$$\Omega = 0.615 \text{ m}^2$$

Armatures verticales:

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{-282.03}{0.615} + \frac{18.729 \times 2.05}{0.86}$$

$$\sigma_1 = -413.94 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{-282.03}{0.615} - \frac{18.729 \times 2.05}{0.86}$$

$$\sigma_2 = -503.23 \text{ t/m}^2$$

$\sigma_d < 0 ; \sigma_g < 0 \Rightarrow$ la section est entièrement tendu.

Calcul de la longueur tendu:

Car la section est entièrement tendue on prend la totalité de la longueur, $d = 4.10$ m comme longueur tendu.

Calcul de volume des contraintes de traction,

La section des armatures verticales $A = \frac{f_t}{f_e}$

$$f_t = \sigma_{moy} \times ep \times d$$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = 458.585 \text{ t/m}^2$$

$$f_t = 458.585 \times 0.15 \times 4.10 = 282.03 \text{ t}$$

Calcul de section des armatures

$$A = \frac{f_t}{f_e} = (282.03 \times 10^4) / ((400/1.15) \times 100)$$

$$A_s = 81.08 \text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{ml/face} = 80.26 / (2 \times 4.10) = 9.89 \text{ cm}^2/\text{ml/face}$$

Armatures minimales exigées par le RPA 99/Version2003:

D'après l'Article 7.7.4.1 des RPA 99/Version2003:

$$A_{RPA} = 0.20\% \text{ b } L_t$$

b : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.15 \times 4.10 \times 10^4 = 12.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml/face} = 12.30 / (2 \times 4.10) = 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

Le pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 0.15 \times 4.10 = 9.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml/face} = 9.23 / (2 \times 4.10) = 1.125 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 9.89 \text{ cm}^2/\text{ml/face}$$

Choix des armatures

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile grâce à la symétrie :

$$A_s = 2 \times 9.89 \times (4.10/2) = 40.549 \text{ cm}^2. \text{ (Pour les 2 faces)}$$

En zone courante : soit **18HA16** ($A_s = 36.19 \text{ cm}^2$)

En zone d'about : soit **5HA16** ($A_s = 10.05 \text{ cm}^2$)

Espacement :

- En zone courante : $S_t \leq \min(1.5e; 30) = 22.5 \text{ cm}$.
Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$.
- En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 7.5 \text{ cm}$ sur une longueur de 0.41m.

Le ferrailage donné dans les tableaux ci-dessous est le ferrailage total du voile (pour les deux sens).

Table 47 : Ferrailages des voiles

Voile	P ₄ , P ₃	P ₁ , P ₂	P ₆ , P ₈	P ₅ , P ₇	P ₉ , P ₁₀ , P ₁₁ , P ₁₂
Zone	I	I	I	I	I
M (t.m)	18.729	9.099	-6.328	4.294	-2.161
N (t)	-282.03	-356.87	-314.06	-211.03	-231.8
L (m)	4.10	3.10	1.55	1.55	0.95
c = c' (cm)	5	5	5	5	5
σ ₁ (MPa)	-5.03	-8.05	-14.56	-9.79	-17.22
σ ₂ (MPa)	-4.14	-7.29	-12.45	-8.36	-15.31
A _s /ml/face (cm ²)	9.89	9.3	6.56	2.35	5.75
A _{smin} /ml/face (cm ²)	1.125	1.875	1.875	1.875	1.875
A _{sRPA} /ml/ face (cm ²)	1.5	2.5	2.5	2.5	2.45
A _{s adop} (cm ²) 2 faces	46.23	51.3	45.15	30.33	33.32
S _t d'about (cm)	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5
S _t courante (cm)	15	15	15	15	15
HA d'abouts (cm ²)	5HA16	4HA16	3HA16	3HA12	3HA12
HA courante (cm ²)	18HA16	14HA16	5HA16	5HA12	5HA12

b- Ferrailage horizontal :

Vérification des voiles à l'Effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Article 7.7.2 des RPA99/Version 2003)

La contrainte de cisaillement est $\tau_b = 1.4 \frac{V_{u\text{calcul}}}{b_0 d}$

Avec :

V_u : Effort tranchant à la base du voile

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile = 0.9 h

h : Hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\overline{\tau_b} = 0.2 f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_b \leq \overline{\tau_b}$

Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} k}{0.8 f_e}$$

$k = 0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$K=1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$K=1+3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de compression.

$K=1-10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ; étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k=0$.

D'autre part le RPA 99/2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025f_{c28}$.

0.25% de la section du voile considérée si : $\tau_b > 0.025f_{c28}$

Exemple de calcul ; Voile P4 :

$$\tau_b = 1.4 \frac{V_{u \text{ calcul}}}{b_0 d} = 1.4 \times \frac{1.31}{0.15 \times 0.9 \times 4.10}$$

$$\tau_b = 0.0331 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

$$S_t \leq \min (1.5 a; 30 \text{ cm}).$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{0.15 \times 0.15 \times 10^4 \times 0.0331}{0.8 \times 400}$$

$$A_t \geq 0.0233 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \text{ min}} (\text{RPA}) = 0.15\% * 0.15 * 4.10 = 9.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA/ml/face}} = 9.23 / (2 * 3.73) = 1.24 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

$$\text{Soit: } 6\text{HA}10/\text{ml/face} = 4.71 \text{ cm}^2$$

Choix des barres :

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Table 48 : Ferrailage horizontal des voiles.

Voile	h (m)	V _u (t)	τ _b (MPa)	A _t (cm ²)	A _{t min RPA} (cm ²)	Choix/ml	S _t
P ₄ , P ₃	4.10	1.31	0.0331	0.023	9.23	6HA10	15
P ₁ , P ₂	3.10	2.29	0,0776	0.054	6.98	6HA10	15
P ₆ , P ₈	1.55	8.29	0,554	0.389	3.49	6HA10	15
P ₅ , P ₇	1.55	2.63	0.175	0.124	3.49	6HA10	15
P ₈ , P ₉ , P ₁₀ , P ₁₂	0.95	5.06	0,552	0.202	2.14	6HA10	15

c- Ferrailage des linteaux :

Le schéma suivant montre le voile avec ouvertures :

Le ferrailage de ce dernier sera mené suivant les étapes suivantes :

Contraintes admissibles de Cisaillement :

a. Premier cas : $\tau_b [0.06 f_{c28}$

Les linteaux sont calculés en flexion simple avec M et T. On devra disposer :

- Des aciers longitudinaux de flexion (A_l) ;
- Des aciers transversaux (A_t) et
- Des aciers en partie courante (A_c).



Figure 91 : Voile avec ouverture

1. Aciers longitudinaux : A_l

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$A_l \geq \frac{M}{Z \times f_e}$$

Tel que :

M : Moment dû à l'effort tranchant ($V = 1.4 V_{calcul}$).

Z = h-2d

h : Hauteur total du linteau.

d : Enrobage.

2. Aciers transversaux : A_t

- Linteaux longs ($\lambda_g = L/h > 1$)

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times Z}{V}$$

S_t : Espacement des cours d'armatures transversales.

A_t : Section des cours d'armatures transversales.

$V = 1.4 V_{calcul}$

L : Portée du linteau.

- Linteaux courts ($\lambda_g = L/h [1]$)

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e \times L}{V + A_t f_e}$$

$V = \min (V_1, V_2)$

$V_2 = 2 V_{calcul}$

$V_1 = (M_{ci} + M_{cj}) / L_{ij}$

$$M_c = A_l f_c Z$$

b. Deuxième cas : $\tau_b / 0.06 f_{c28}$

Pour ce cas, il y a lieu de disposer le ferrailage longitudinal (supérieur et inférieur), transversal et de la partie courante suivant le minimum réglementaire.

Les sollicitations (M, V) sont reprises suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales (A_D) à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = V / (2 f_c \sin \alpha) \quad \text{avec: } \operatorname{tg} \alpha = (h - 2d) / L$$

V de calcul (sans majoration).

Ferrailage minimal :

a. Armatures longitudinales :

$$(A_l, A_l') / 0.0015 \times b \times h$$

Avec:

b : Epaisseur du linteau.

h : Hauteur du linteau.

b. Armatures transversales :

$$\text{Pour } \tau_b \leq 0.025 f_{c28} \quad A_t / 0.0015 \times b \times s$$

$$\text{Pour } \tau_b > 0.025 f_{c28} \quad A_t / 0.0025 \times b \times s$$

c. Armatures en section courante (armature de peau).

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (en deux nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%

$$A_c / 0.002 \times b \times h$$

Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé du linteau S1 qui se trouve entre les trumeaux P8-P9 au niveau de 10^{ème} étage.

Caractéristiques du linteau :

- h = 0.86 m
- L = 1.20 m
- b = 0.15m

Détermination des sollicitations : les résultats obtenus sont donnés par le logiciel ETABS

$$V = 25.44 \text{ t} \quad M = 15.88 \text{ t.m}$$

Majoration de l'effort tranchant :

$$\bar{V} = 1.4 V_{u \text{ calcul}}$$

$$\bar{V} = 356.16 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après les **RPA99**, on a :

$$\tau_b = V / b_0 \times d$$

$$\tau_b = 0.36 / (0.15 \times 0.050) = 2.70 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.7 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_b} = 5 \text{ MPa}$$

La condition de la contrainte de cisaillement est vérifiée.

Calcul des armatures :

$$\tau_b = 0.06 \times 25 = 1.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 2.70 \text{ MPa} > 1.5 \text{ MPa}$$

Dans ce cas, on devra disposer :

- ▶ Des aciers longitudinaux (A_l, A_l') de flexion
- ▶ Des aciers transversaux (A_t)
- ▶ Des aciers en partie courante (A_c)
- ▶ Des aciers diagonaux (A_D)

Calcul de (A_l) :

Section minimale exigée par le RPA99/Version 2003 :

$$(A_l, A_l') \geq 0.0015 \times 15 \times 86 = 1.94 \text{ cm}^2$$

Calcul de (A_t):

$$\tau_b = 2.70 \text{ MPa} > 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa.}$$

Condition minimale du RPA 99/Version 2003 :

$$A_t \geq 0.0025 \times b \times S = 0.0025 \times 15 \times 15 = 0.56 \text{ cm}^2$$

Calcul de (A_c):

$$A_c \geq 0.002 \times b \times h = 0.002 \times 15 \times 86 = 2.58 \text{ cm}^2$$

Calcul de (A_D):

$$\tau_b = 2.70 \text{ MPa} > 1.5 \text{ MPa}$$

$$A_D = V / (2f_e \cdot \sin \alpha)$$

$$\text{tg}(\alpha) = (h - 2d') / L$$

$$A_D = (0.254 / 2 \times 400 \times 0.535)$$

$$A_D = 5.94 \text{ cm}^2$$

Section minimale exigée par le RPA 99/Version 2003:

$$A_D = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 86 = 1.935 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_D = \max (A_D \text{ calculée}, A_D \text{ RPA})$

$$A_D = 5.94 \text{ cm}^2$$

Ferraillage final pour les linteaux :

- $A_l = 1.94 \text{ cm}^2$ soit: 2HA12 (2.26 cm^2)
- $A_t = 0.56 \text{ cm}^2$ soit: 2 HA 8 (1.01 cm^2)
- $A_c = 2.58 \text{ cm}^2$ soit: 4HA10 (3.14 cm^2)
- $A_D = 5.94 \text{ cm}^2$ soit: 4HA14 (6.16 cm^2)

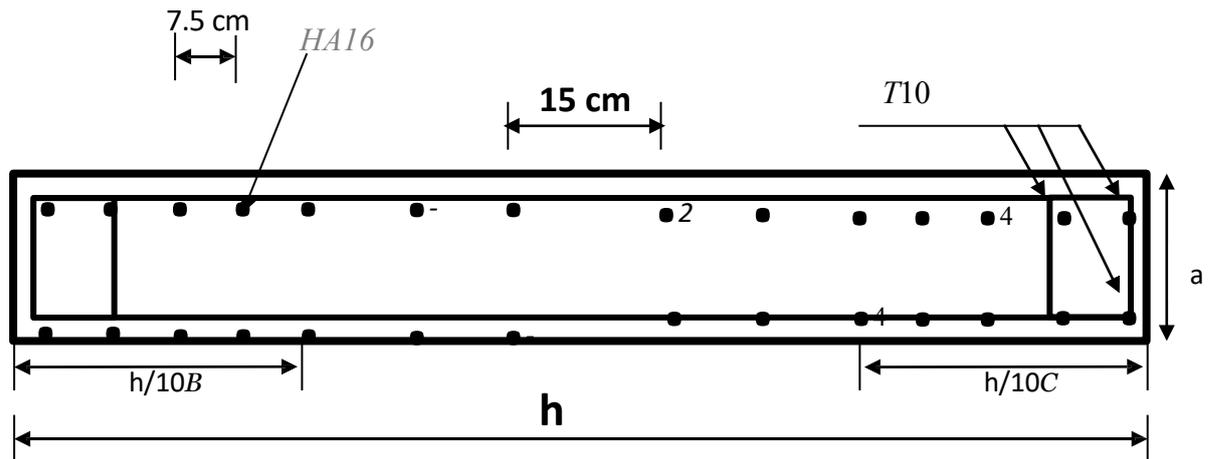


Figure 93 : Disposition des armatures dans les voiles voile pleine P3 et P4 (RDC).

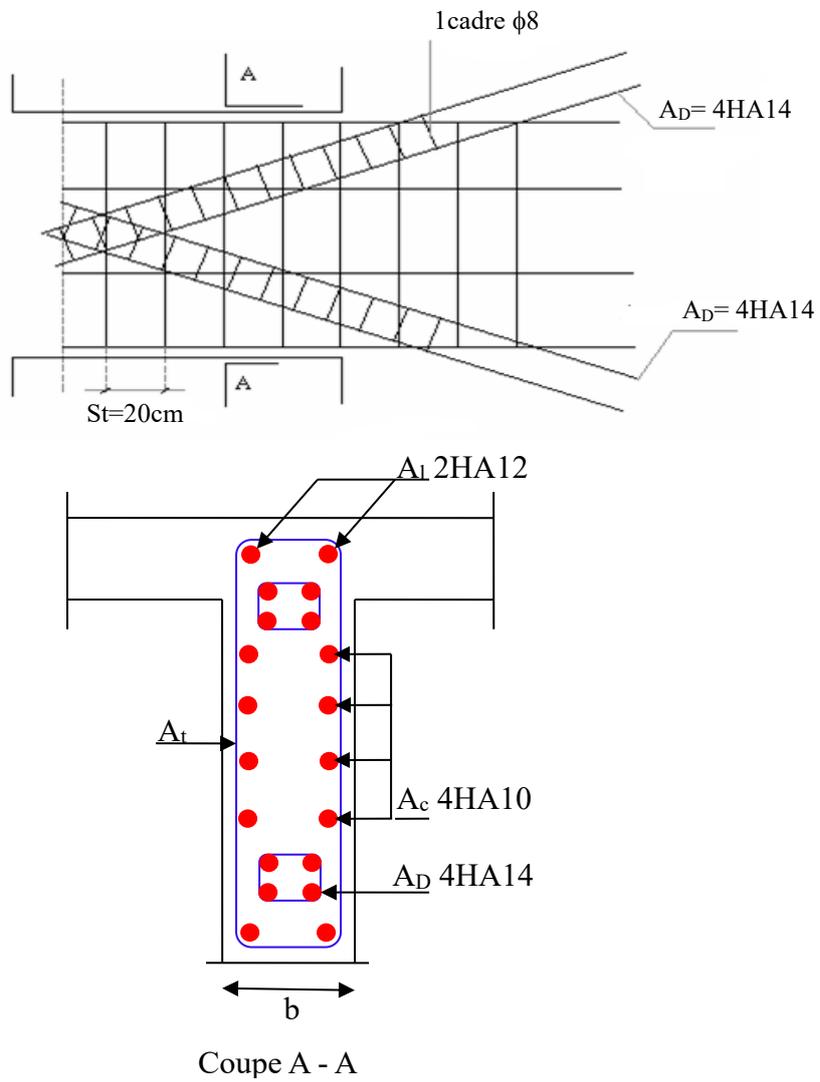


Figure 94 : Schéma de ferrailage de linteaux.

Chapitre 5

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1. ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE :

1.1. Dimensionnement :

D'après le RPA99/version 2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- 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)

On adopte une épaisseur $e = 25$ cm.

La hauteur du voile périphérique = 4.5 m.

1.2. Détermination des sollicitations :

Dans ce cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine encastrement sur 4 cotés dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

$$Q = \frac{p_i \cdot h}{2}$$

$$P_i = \gamma_d \cdot h \cdot k_b.$$

$$K_b : \text{Coefficient de poussée } K_b = \text{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right].$$

$$h : \text{la hauteur totale du voile. } h = 4.5 \text{ m.}$$

$$\gamma_d : \text{Poids spécifique du remblai } \gamma_d = 1.8 \text{ t/m}^3.$$

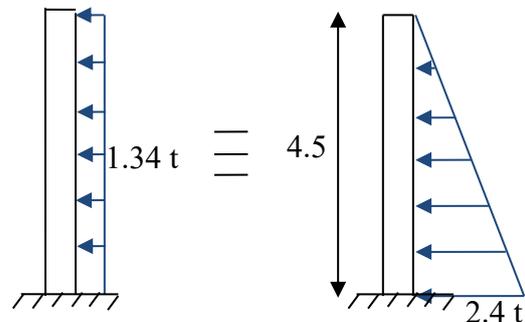
$$\varphi : \text{Angle de frottement de remblai } \varphi = 30^\circ.$$

$$K_b = 0.33$$

$$P_i = 2.673 \text{ t. (h = 4.5 m)}$$

$$P_0 = 0 \text{ t (h = 0 m)}$$

$$P_{\text{moy}} = (P_0 + P_i) / 2 = 1.34 \text{ t}$$



1.3. Ferrailage du voile périphérique :

Le voile dans ce cas fonctionne comme une dalle pleine. Les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à la pression des terres.

En fonction du rapport des dimensions en plan ($\alpha = l_x / l_y, \alpha \leq 1$) mesurés entre nus d'appuis (avec $l_x < l_y$), et du coefficient de poisson ν du matériau, les tables de BARES nous permettent de déterminer les coefficients μ_x et μ_y . Le calcul se fait à l'ELU avec $\nu = 0$ et à l'ELS avec $\nu = 2$

Etape de calcul :

$M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$: Moment dans le sens de la petite portée.

$M_y = \mu_y \times M_x$: Moment dans le sens de la grande portée.

On prend :

$M_e = 0.3 M_0$: appui de rive.

$M_e = 0.5 M_0$: appui intermédiaire

$M_t = 0.85 M_0$: travée de rive.

$M_t = 0.75 M_0$: travée intermédiaire.

Calcul des moments fléchissant

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

a) l'ELU : $\nu = 0$

$$\alpha = \frac{4.5}{4.53} = 0.99 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

A partir du tableau de Barres :

$$\mu_x = 0.0376$$

$$\mu_y = 0.9771$$

D'où :

Les moments pour les deux bandes de largeur sont:

$$M_{0x} = 0.0376 \times 1.34 \times 4.5^2 = 1.020 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0.9771 \times 1.020 = 0.997 \text{ t.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_x :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 0.77 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 0.51 \text{ t.m/ml}$$

- Bande de largeur de 1m parallèle à l_y :

$$M_{ly} = 0.75 \times M_{0y} = 0.75 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0y} = 0.50 \text{ t.m/ml}$$

Ferraillage :

Table 49 : Ferrailages des voiles périphériques à L'ELU

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN.m)	5.1	7.7	5.0	7.5
μ	0.0071	0.011	0.007	0.010
α	0.0089	0.0138	0.0089	0.0126
Z (m)	0.2242	0.2238	0.2242	0.2238
A_s (cm ² /ml)	0.65	0.99	0.64	0.96
$A_{s \text{ min BAEL}}$ (cm ² /ml)	2.72	2.72	2.72	2.72
A_s RPA (cm ² /ml)	2.5	2.5	2.5	2.5
Choix des barres	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
A_s Choix (cm ² /ml)	3.14	3.14	3.14	3.14
Espacement (cm)	20	20	20	20

2. ETUDE DES FONDATIONS :

2.1. Introduction :

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles ...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques et mécaniques des sols.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Le type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique et
- La facilité de réalisation.

2.2. Choix du type de fondations :

Avec une contrainte admissible du sol égale à 2 bars, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes.
- Radier évider.
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

($S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} < 50 \%$).

Surface totale du bâtiment : $S_{\text{bâtiment}} = 505.25 \text{ m}^2$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec : $N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$$

Vérification:

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{61761.49}{200} = 308.81 \text{ m}^2 \Rightarrow \frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{308.81}{505.25} = 0.61 \Rightarrow 61\% > 50 \%$$

Alors on déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci qui nous amène à proposer un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité de l'exécution.

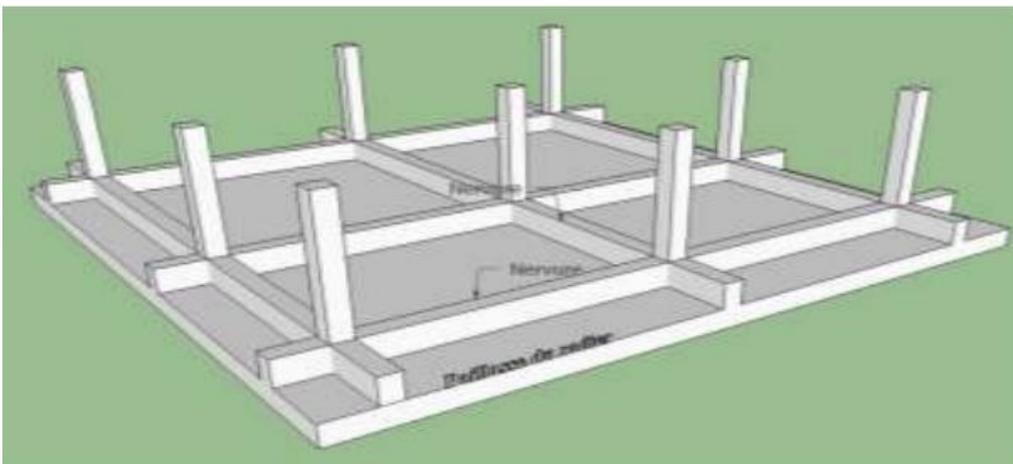


Figure 95 : Radier général

2.3. Etude de radier général :

2.3.1. Combinaisons d'actions :

D'après le DTR

- $1.35G + 1.5Q$ et
- $G + Q$

2.3.2. Pré dimensionnement du radier :

Le radier est assimilé à un plancher nervure renverse soumis à la réaction du sol. Son prédimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

Pour la nervure qui prend une section en T, on a :

- La plus grande portée : $L_{\max} = 4.53$ m
- La largeur de la nervure : $b_o \geq b_{\text{poteau}} \Rightarrow b_o \geq 0.80$ m, on adopte $b_o = 0.80$ m

Pour le débord, s'il y a possibilité de le réaliser, les règles de l'art préconisent des largeurs entre 50 cm et 150 cm. On prend un débord de 50 cm, ce pendant s'il est nécessaire d'augmenter cette valeur cela est permis.

a- Épaisseur de la radier

Le prédimensionnement de la hauteur de la dalle consiste à déterminer sa hauteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous-pression, cette hauteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

1. Condition forfaitaire ;
2. Condition de rigidité ;
3. Condition de non cisaillement et
4. Condition de non poinçonnement.

Pour le calcul suivant on choisit le panneau la plus défavorable (3.90×4.53) m².

• Condition forfaitaire (flèche) :

$$\frac{L}{8} \leq h_r \leq \frac{L}{5}$$

L : La plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux

$$L_{\max} = 4.53 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{4.53}{8} \leq h_r \leq \frac{4.53}{5} \Rightarrow 0.57 \leq h_r \leq 0.91$$

On propose: $h_r = 90$ cm

• **Condition de rigidité (Condition de la longueur élastique) :**

Afin que la répartition des contraintes sous la radier soit linéaire, il faut s'assurer que le radier est de type rigide, pour cela la hauteur totale « h_t » de la nervure doit satisfaire la condition de la longueur élastique.

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \quad ; \quad \text{et} \quad L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_b}}$$

L_e : longueur élastique ;

E : module d'élasticité différé du béton ;

I : inertie de la semelle ;

K_b : coefficient de raideur du sol ;

b : largeur du radier.

Afin de simplifier les calculs, on considère dans ce qui suit que le nervure a une section rectangulaire de largeur $b_0 = 80$ cm et de hauteur h_t à déterminer comme suit :

$$\Rightarrow L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \left(\frac{4EI}{K_b} \right)^{\frac{3}{4}} \Rightarrow L_{\max}^4 \leq \left(\frac{\pi}{2} \right)^4 \frac{4EI}{K_b}$$

$$\Rightarrow I \geq \frac{\pi^{-4} k \cdot b}{4E} \cdot L_{\max}^4 \Rightarrow \frac{b \cdot h^3}{12} \geq \frac{\pi^{-4} k \cdot b}{4E} \cdot L_{\max}^4$$

$$L_{\max} = 4.53 \text{ m}, \quad E = 1.08 \times 10^6 \text{ t/m}^2, \quad K_b = 40000 \text{ KN/m}^3$$

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{b} \left[\left(\frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{k \times b}{4E} L_{\max}^4 \right]} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{0.80} \left[\left(\frac{2}{\pi} \right)^4 \frac{40000 \times 0.80}{4 \times 1.08 \cdot 10^6} 4.53^4 \right]}$$

$$h \geq 1.23 \text{ m}$$

On propose: $h_r = 1.40$ m.

• **Condition de non cisaillement [CBA A.5.2.2/A5.1.1] :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier. D'après le BAEL 91/A5.1.1

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

D'où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

$$\text{Avec : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle.

$$\tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9h} \leq 0.07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{cj}}$$

Calcul du Sr :

Soit D le débordement du radier ; D = 50 cm de chaque cote.

D'où: $S_r = S + D \times P = 505.25 + 0.5 \times 92.52 = 551.50 \text{ m}^2$

S_r : Surface du radier.

S : Surface totale du bâtiment.

P : Périmètre du bâtiment

Alors la surface du radier est S_r = 551.50 m²

On a :

$$\left. \begin{array}{l} N_u = 6176.149 \text{ t} \\ S = 551.50 \text{ m}^2 \\ L_{max} = 4.53 \text{ m} \\ \gamma_b = 1,15 \\ f_{cj} = 25 \times 10^2 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow h \geq 18.52 \text{ cm}$$

• Condition de non poinçonnement :

D'après les règles des BAEL91, le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°. La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité. Dans notre cas, on a le poteau central de dimension 0.8*0.8

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h_r f_{c28} / \gamma_b \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée a l'ELUR ;

h_r : Epaisseur du radier ;

μ_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier ; μ_c = 2 (a + b + 2 h_r)

a, b: Dimensions du le poteau le plus sollicite

h_r : épaisseur totale du radier.

$$N_u = 1.35 N_g + 1.5 N_q$$

$$N_u = 764.10 \text{ t}$$

$$\mu_c = 2 (0.8 + 0.8 + 2h)$$

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0.045 \times 2 \times (0.8+0.8+2h) \times h \times \frac{25}{1.15}$$

$$N_u \leq 0.045 \times 2 \times (0.8+0.8+2h) \times h \times 21.74$$

$$2.99h^2 + 1.79h - N_u \geq 0$$

$$2.99h^2 + 1.79h - 7.641 \geq 0$$

$$\text{On aura } h \geq 1.33 \text{ m} \Rightarrow h \geq 133 \text{ cm}$$

Remarque :

Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment ; On adoptera la hauteur du radier égale $h_r = 140$ cm

- **La hauteur des nervures :**

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{453}{10} = 45.3$$

On prendra $h_n = 100$ cm

- **Epaisseur de la dalle :**

$$h_0 \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{453}{20} = 22.65 \text{ cm}$$

On prendra $h_0 = 40$ cm

2.3.3. Prédimensionnement des poutres :

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

Les dimensions de poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$b_0 \geq b_{\text{poteau}} \Rightarrow b_0 \geq 0.80$ m, on adopte $b_0 = 0.80$ m

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_y - b_0}{2}; \frac{L_x}{10} \right)$$

$$\begin{cases} b_1 \leq \frac{L_x}{10} = \frac{390}{10} = 39 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_y - b_0}{2} = \frac{453 - 80}{2} = 186.5 \end{cases}$$

Table 50: Dimensions des poutres.

Type des poutres	h (cm)	h ₀ (cm)	b ₀ (cm)	b ₁ (cm)	b (cm)
Poutre principale	140	40	80	40	160
Poutre secondaire	140	40	80	40	160

2.3.4. Détermination des sollicitations :

a- Caractéristiques du radier

$h = 140$ cm ; $h_0 = 40$ cm ; $h_n = 100$ cm

Surface du radier : $S = 551.50$ m²

b- Calcul du poids propre du radier P_r :

Poids de radier sans poutre : $P_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b$

Avec :

h_0 : Epaisseur du radier sans poutres ;

γ_b : Masse volumique du béton.

Poids de poutres principales : $P_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

Poids de poutres secondaires : $P_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b$

Avec :

L : Somme des longueurs de toutes les poutres principales et

L' : Somme de longueurs de toutes les poutres secondaires.

$$P_1 = S_r \times h_0 \times \gamma_b = 551.50 \times 0.40 \times 25 = 5515 \text{ KN}$$

$$P_p = L(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 157.8 (1.4 - 0.4) \times 0.8 \times 25 = 3156 \text{ KN}$$

$$P_s = L'(h - h_0) \times b_0 \times \gamma_b = 118 (1.4 - 0.4) \times 0.8 \times 25 = 2360 \text{ KN}$$

$$P_r = P_1 + P_p + P_s = 11031 \text{ KN}$$

c- Surcharge d'exploitation Q_r :

$$Q_r = 5 \times S_r = 5 \times 551.50 \Rightarrow Q_r = 2757.50 \text{ KN}$$

d- Combinaison d'actions :

Situation durable et transitoire (ELU)

$$N_u = N_1^u + N_2^u$$

Avec :

$$N_1^u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_2^u = 1.35P_r + 1.5Q_r$$

N_1^u : résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel ETABS sous la combinaison fondamentale ELU.

$$N_1^u = 298828.8 \text{ KN}$$

$$N_2^u = 1.35(11031) + 1.5(2757.50) = 18028.10 \text{ KN}$$

$$N_u = N_1^u + N_2^u = 298828.8 + 18028.10 = 317856.90 \text{ KN}$$

2.3.5. Vérification du radier :

a) Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique. On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma h S_r$$

Avec :

$$W : \text{Poids total du bâtiment à la base du radier} = W_{\text{bat}} + W_{\text{rad}} = 7279.25 \text{ t}$$

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 \text{ t/m}^3$)

h : Profondeur de l'infrastructure ($h = 4.5 \text{ m}$)

S_r : Surface du radier ($S_r = 400.18 \text{ m}^2$)

$$\alpha \gamma h S_r = 1.53134.53551.50 = 3722.63 \text{ t} < 7279.25 \text{ t} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de soulèvement.

b) Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\text{Donc il faut vérifier : } \sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

N : effort normal du aux charges verticales.

$$N = 7256.129 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{7279.25}{551.50} = 13.20 \text{ t/m}^2 < 20 \text{ t/m}^2 \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

2.3.6. Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Méthode de calcul :

$$\text{- Dans le sens de la petite portée : } M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$$

$$\text{- Dans le sens de la grande portée : } M_y = \mu_y \cdot M_x$$

Tel que :

μ_x ; μ_y : sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et v (prend 0.2 à 1 'ELS, 0 à l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Moment en travée : ($M_{tx} = 0.75 M_x$; $M_{ty} = 0.75 M_y$).

Moment sur appuis : ($M_{ax}=0.5 M_x$; $M_{ay}=0.5 M_x$).

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

Calcul des moments fléchissant

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{317856.90}{551.50} = 576.35 \text{ KN/m}^2$$

Le plus grand panneau est le panneau du 3.9×4.53

a- l'ELU : $v = 0$

$$\alpha = \frac{3.90}{4.53} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

A partir du tableau: $\mu_x = 0.0496$

$$\mu_y = 0.7052$$

Les moments sont:

$$M_{0x} = 0.0406 \times 576.35 \times 3.9^2 = 355.91 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0.7052 \times 355.91 = 250.92 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 266.93 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 177.96 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 188.20 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0y} = 125.46 \text{ KN.m/ml}$$

Ferrailage :

Table 51 : Ferrailages du radier à l'ELU

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (KN.m)	177.96	266.93	125.46	188.20
μ	0.0966	0.1450	0.0682	0.1023
α	0.1272	0.1967	0.0884	0.1352
Z (m)	0.34	0.33	0.34	0.34
A_s (cm ² /ml)	15.03	23.24	10.92	15.90
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	4.83	4.83	4.83	4.83
Choix des barres	5HA20	5HA25	4HA20	4HA25
A_s Choix (cm ² /ml)	15.71	24.54	12.57	19.64
Espacement (cm)	20	20	25	25

b- l'ELS : $v = 2$

$$\alpha = \frac{3.93}{4.53} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

A partir du tableau: $\mu_x = 0.0566$
 $\mu_y = 0.7933$

Les moments sont:

$$M_{0x} = 0.0566 \times 576.35 \times 3.9^2 = 496.17 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0.7933 \times 496.17 = 393.61 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{tx} = 0.75 \times M_{0x} = 372.13 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ax} = 0.50 \times M_{0x} = 248.09 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_{0y} = 295.21 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{ay} = 0.50 \times M_{0y} = 196.81 \text{ KN.m/ml}$$

Ferraillage :

Table 52 : Ferraillages de radier à L'ELS

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M (KN.m)	248.09	372.13	196.81	295.21
μ	0.1348	0.2022	0.1069	0.1604
α	0.1817	0.2853	0.1417	0.2198
Z (m)	0.33	0.32	0.31	0.32
A_s (cm ² /ml)	21.60	33.41	18.24	26.51
$A_{s \text{ min}}$ (cm ² /ml)	4.83	4.83	4.83	4.83
Choix des barres	5HA25	5HA32	4HA25	HA32
A_s Choix (cm ² /ml)	24.54	40.21	19.64	32.17
Espacement (cm)	20	20	25	25

Choix finaux.

Table 53 : Ferraillage du radier.

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Choix des barres	5HA25	5HA32	4HA25	4HA32
A_s Choix (cm ² /ml)	24.54	40.21	19.64	32.17
Espacement (cm)	20	20	25	25

2.4. Etude de nervure

Table 54 : Dimensions des poutres.

Type des poutres	h (cm)	b (cm)	L (m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)
Poutre principale	140	80	4.53	354	213
Poutre secondaire	140	80	3.90	305	183

2.4.1. Nervures principales

a- Ferrailage en travées :

$$B = 80 \times 140 \text{ cm}^2; Fe = 400 \text{ MPa};$$

$$M_{ult} = 354 \text{ KN.m}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{354 \times 10^3}{14.2 \times 80 \times 126^2} = 0.0196$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0196}}{0.8} = 0.2753$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.26(1 - 0.4 \times 0.2753) = 1.12 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{354 \times 10^3}{112 \times 348}$$

$$A_s = 9.08 \text{ cm}^2$$

b- Ferrailage sur appui :

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{213 \times 10^3}{80 \times 126^2 \times 14.17} = 0.0118$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

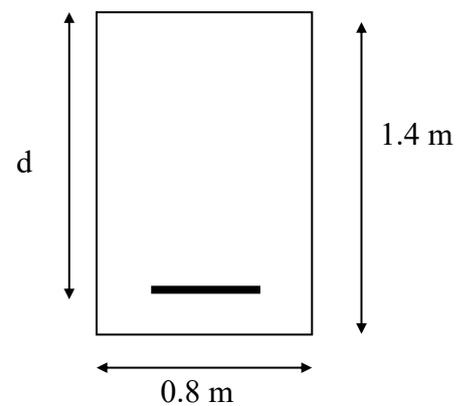


Figure 96 : La section d'une poutre principale de radier

$$\Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0118}}{0.8} = 0.0148$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.26(1 - 0.4 \times 0.0148) = 1.25 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{213 \times 10^3}{1.25 \times 348} = 4.89 \text{ cm}^2$$

- **Conditions imposées par le BAEL 91 : La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_c} = 12.17 \text{ cm}^2$$

Poutres principales : $A_{\min} \geq 12.17 \text{ cm}^2$;

Pour toute la section : $A_{\min} = 12.17 \times 2 = 24.34 \text{ cm}^2$;

- **Conditions imposées par le RPA 99/V 2003 :**

$$A_{\min} = 0,005 \times 80 \times 140 = 56 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 6T32 + 3T20 = 57.67 cm²

2.4.2. Nervure secondaire

a- Ferrailage en travées :

$$B = 80 \times 140 \text{ cm}^2; f_c = 400 \text{ MPa};$$

$$M_{\text{ult}} = 305 \text{ KN.m}$$

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{305 \times 10^3}{14.2 \times 80 \times 126^2} = 0.0169$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

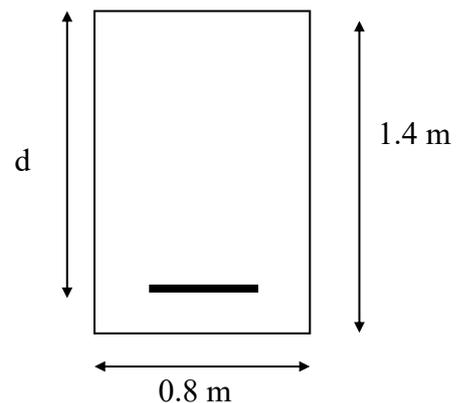


Figure 97 : La section d'une poutre secondaire

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0196}}{0.8} = 0.0213$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.26(1 - 0.4 \times 0.0213) = 1.24 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{305 \times 10^3}{124 \times 348}$$

$$A_s = 7.06 \text{ cm}^2$$

b- Ferrailage sur appui :

D'après B.A.E.L 91 :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{183 \times 10^3}{80 \times 126^2 \times 14.17} = 0.0102$$

$$\mu < \mu_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_s = 10 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0102}}{0.8} = 0.0128$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.26(1 - 0.4 \times 0.0) = 1.25 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{183 \times 10^3}{125 \times 348} = 4.21 \text{ cm}^2$$

- **Conditions imposées par le BAEL 91 : La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_c} = 12.17 \text{ cm}^2$$

Poutres principales : $A_{\min} \geq 12.17 \text{ cm}^2$;

Pour toute la section : $A_{\min} = 12.17 \times 2 = 24.34 \text{ cm}^2$;

- **Conditions imposées par le RPA 99/V 2003 :**

$$A_{\min} = 0,005 \times 80 \times 140 = 56 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 18HA20 = 56.55 cm²

Schémas de ferrailage :

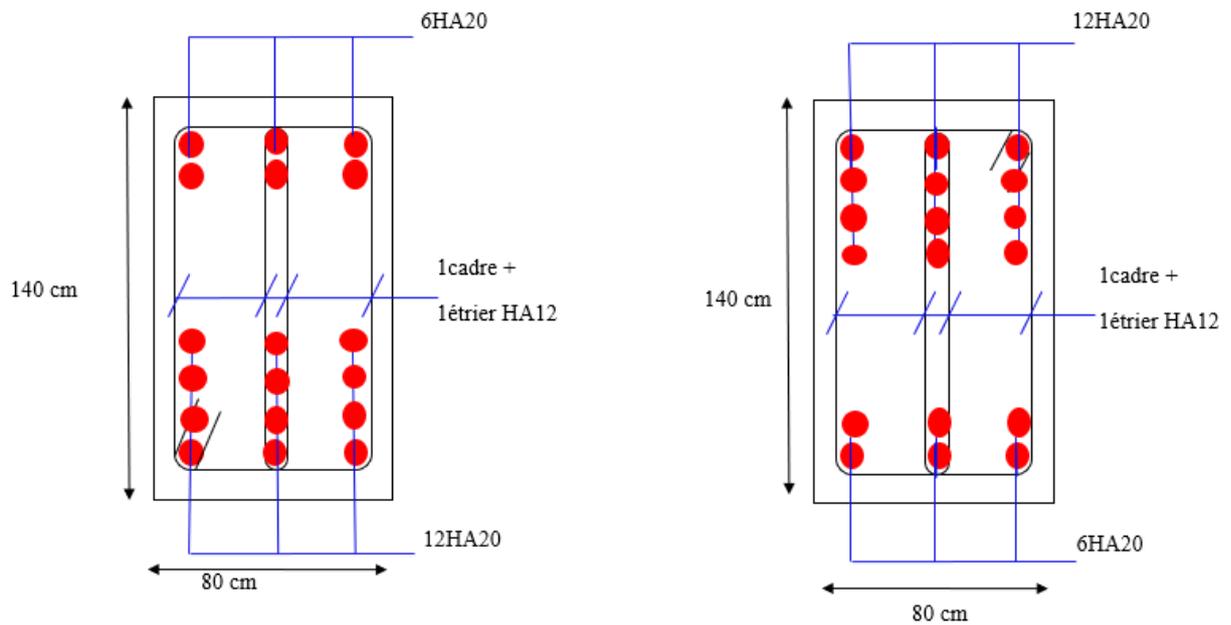


Figure 98 : Ferrailage de poutres en travée et en appui respectivement

2.5. Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm.

Schéma statique :

$$b = 100 \text{ cm}$$

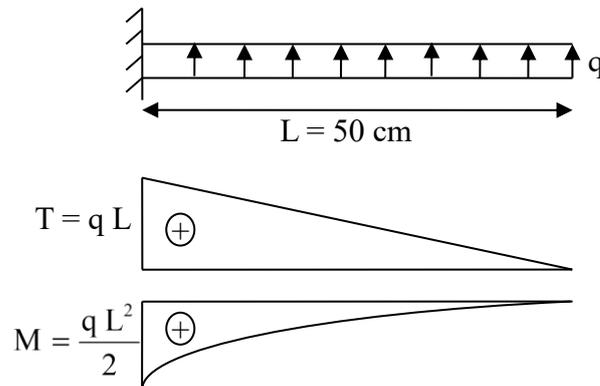
$$h = 40 \text{ cm}$$

$$d = 36 \text{ cm}$$

$$L = 50 \text{ cm}$$

$$q_u = 137.33 \text{ KN/m}^2 \cdot \text{ml}$$

$$q_s = 124.8 \text{ KN/m}^2 \cdot \text{ml}$$



a- L'ELU :

$$M_u = -\frac{q_u L^2}{2} = -34.33 \text{ KN.m}$$

Table 55 : Ferrailage de débord du radier a ELU.

M_u (KN.m)	μ	α	Z (m)	A_s (cm ²)
34.33	0.0186	0.0234	0.35	2.81

b- l'ELS

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{2} = 15.6 \text{ KN.m}$$

Table 56 : Ferrailage de débord du radier a ELS.

M_{ser} (KN.m)	σ_{st}	σ_{bc}	X	Z (m)	M_1 (KN.m)	A_s (cm ²)
15.6	201.63	15	0.34	0.35	622.2	1.1

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{tj}}{f_c} = 3.48 \text{ cm}^2$$

Choix des barres du débord :

Pour l'exécution du ferrailage du débord on gardera les mêmes aciers des appuis de rive.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.05 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = 1.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1.91 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.35} = 0.0136 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

CONCLUSION

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en pratique les connaissances théoriques acquises durant les cinq années de formation Master pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons saisi combien il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

Pour la réalisation d'une construction en zone sismique, on établit d'abord la partie architecturale, en tenant compte de la fonction d'exploitation propre de cette construction, on recherche aussitôt après, la disposition convenable des éléments de contreventement.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

Notons qu'à la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, que l'utilisation de l'outil informatique pour l'analyse et le calcul des structures est très bénéfique en temps et en effort à condition de maîtriser les notions de bases des sciences de l'ingénieur, ainsi que le logiciel lui-même.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse afin de résoudre les anomalies que j'ai rencontrés au cours de mon projet de thèse.

Règlements :

- RPA99/Version2003 : Règles parasismiques Algériennes
- BAEL99 : Béton armé aux états limites
- CBA93 : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé
- DTR B.C. 2.2 : Charge permanentes et charge d'exploitation

Livres :

- Le projet de béton armé (Henry Thonier)
- Calcul des structures en béton armé (Belazougui)

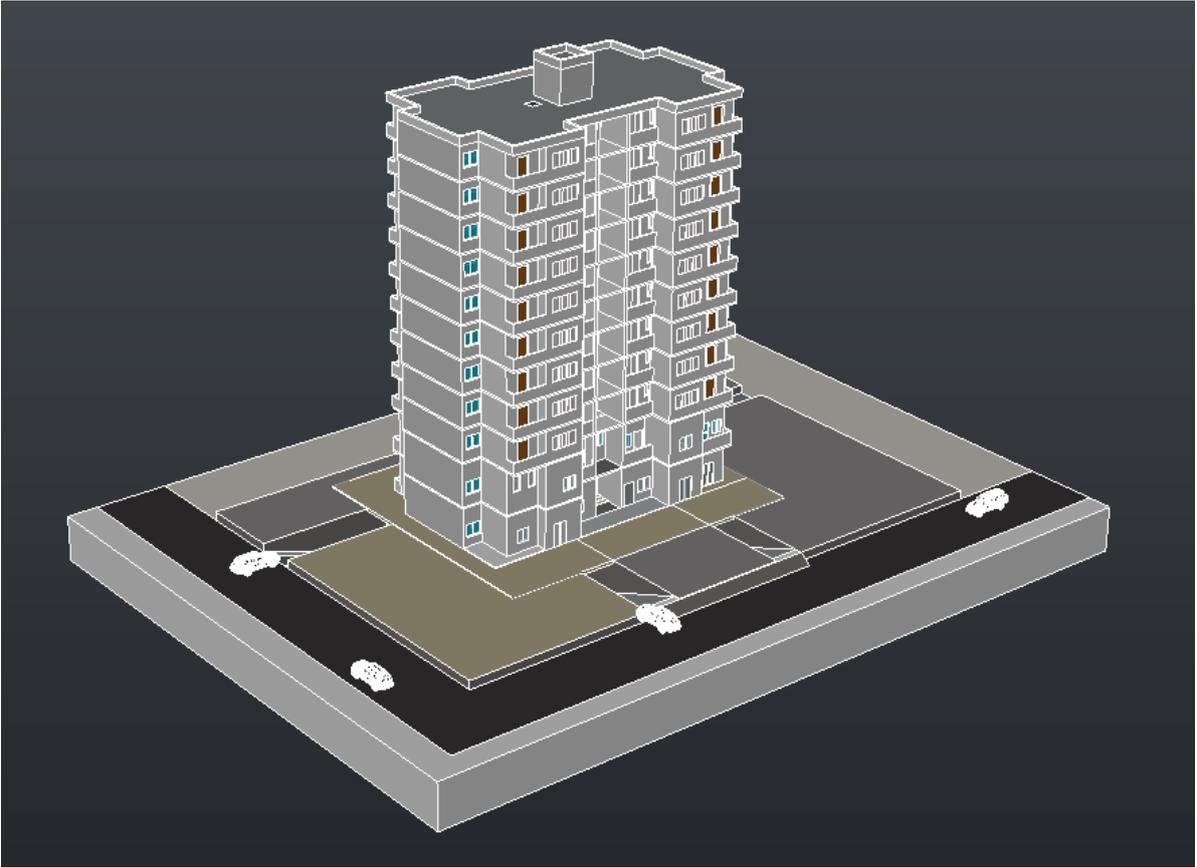
Cours :

- Résistance des matériaux (UMAB)
- Béton armé (UMAB)
- Dynamique des structures (UMAB)
- Cours de bâtiment (UMAB)
- Génie sismique (UMAB)

Logiciels et programmes :

- ETABS V9.0.7 (Analyse des structures)
- AUTOCAD 2023 (Dessin)
- Office 2019 (Traitement de texte, calcul...etc.)

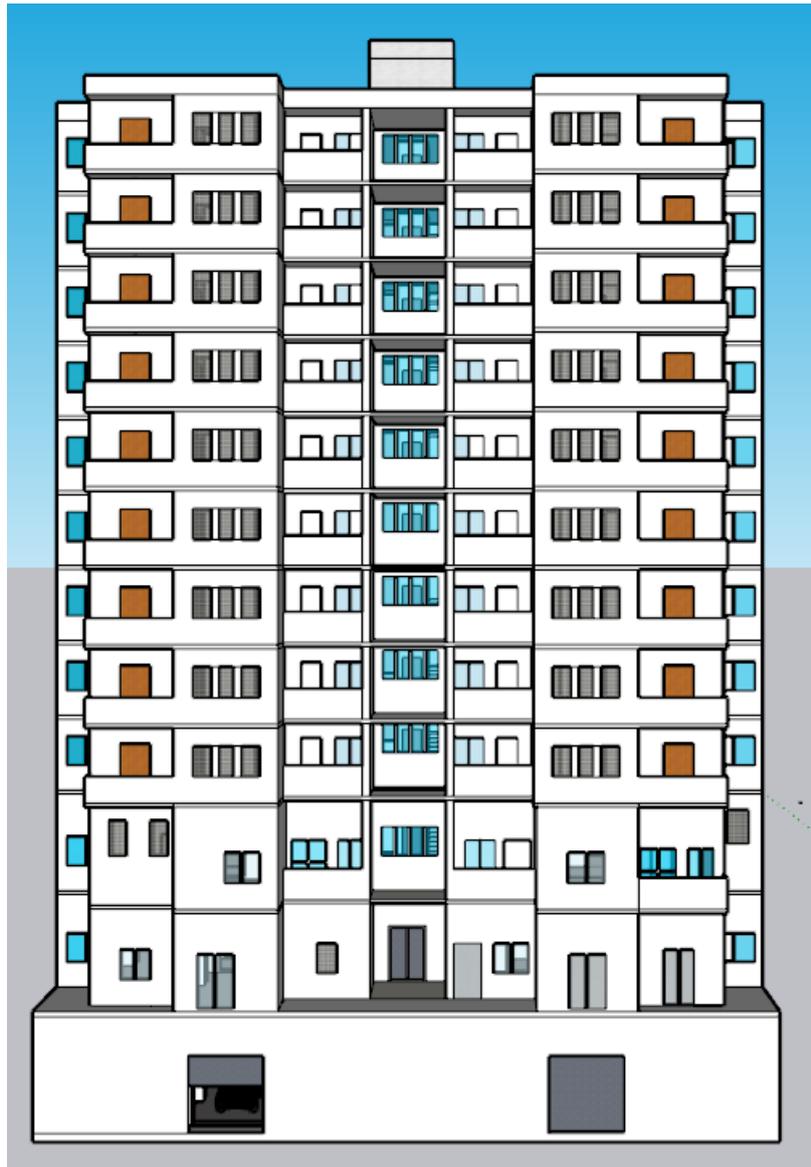
ANNEXES



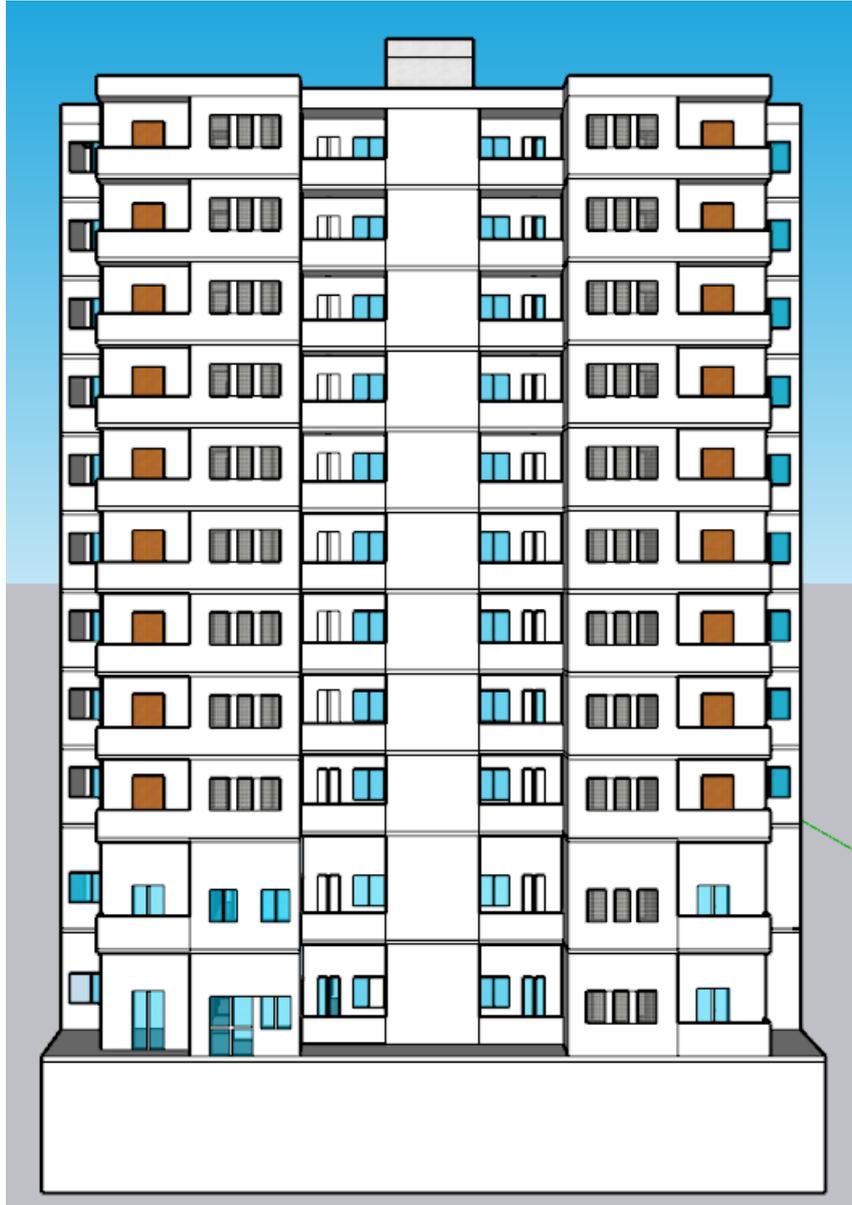
Vue en 3D - AutoCAD



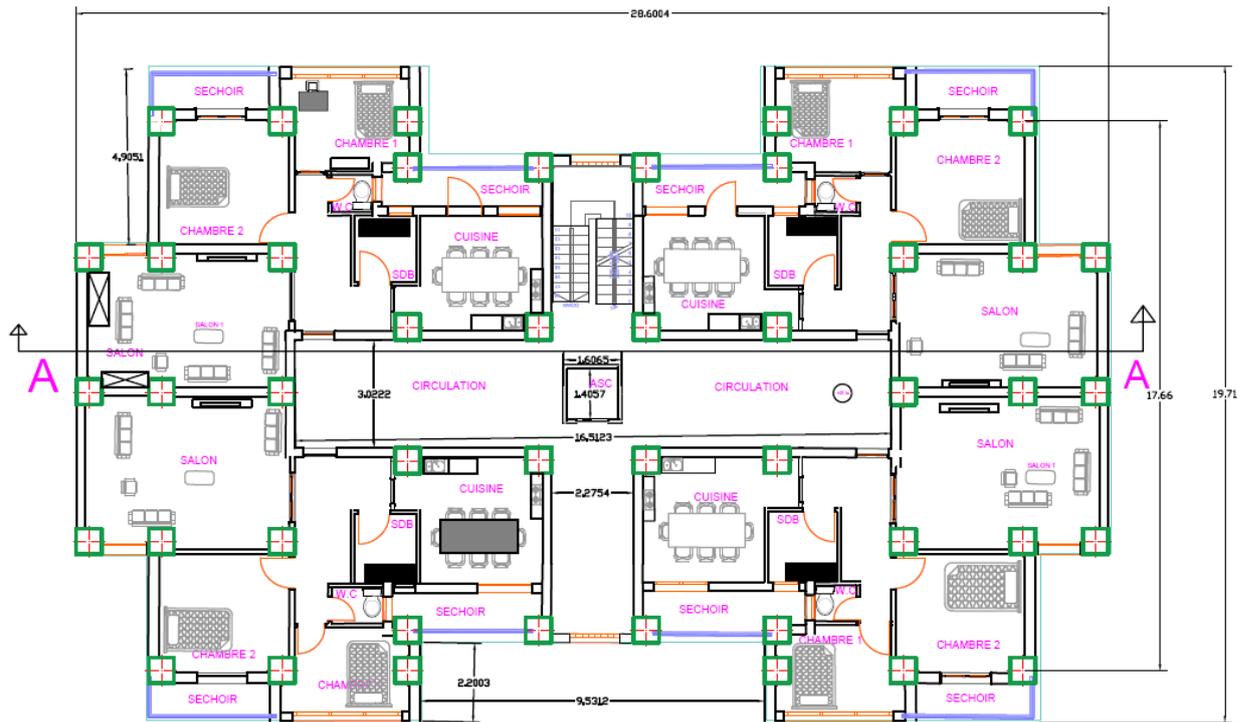
Vue en 3D – Sketch-up



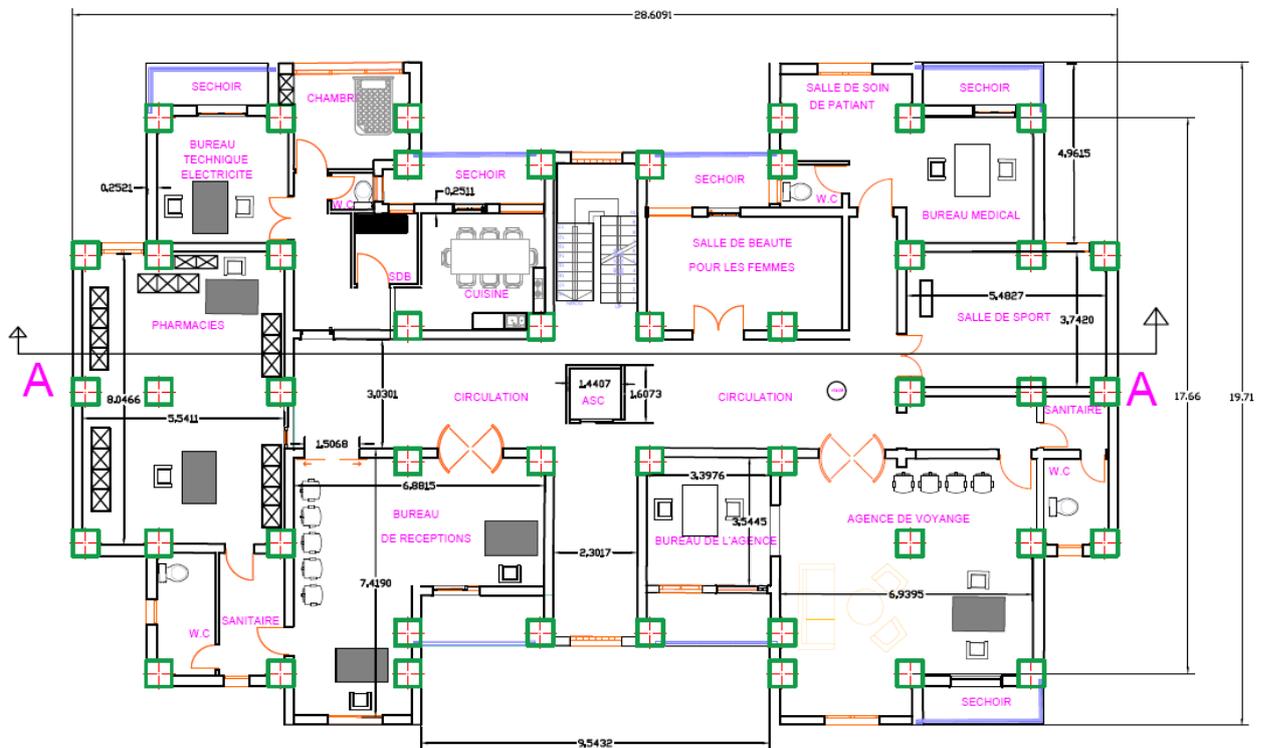
Façade Principale



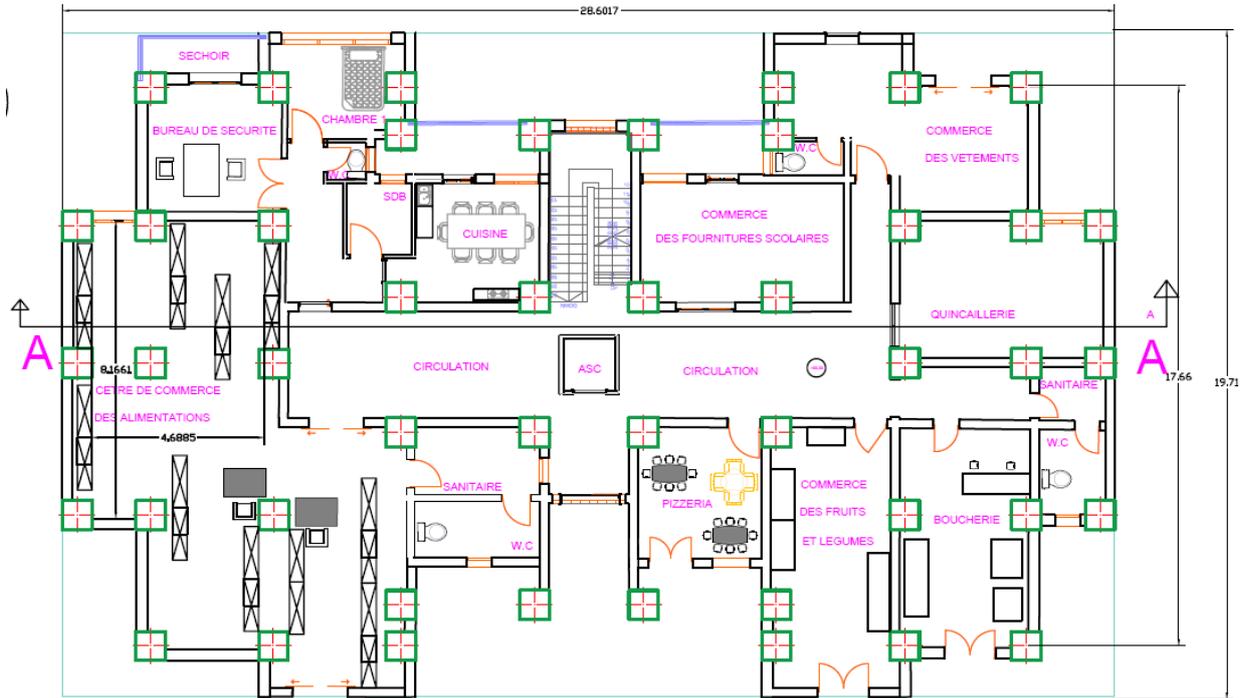
Façade Arrière



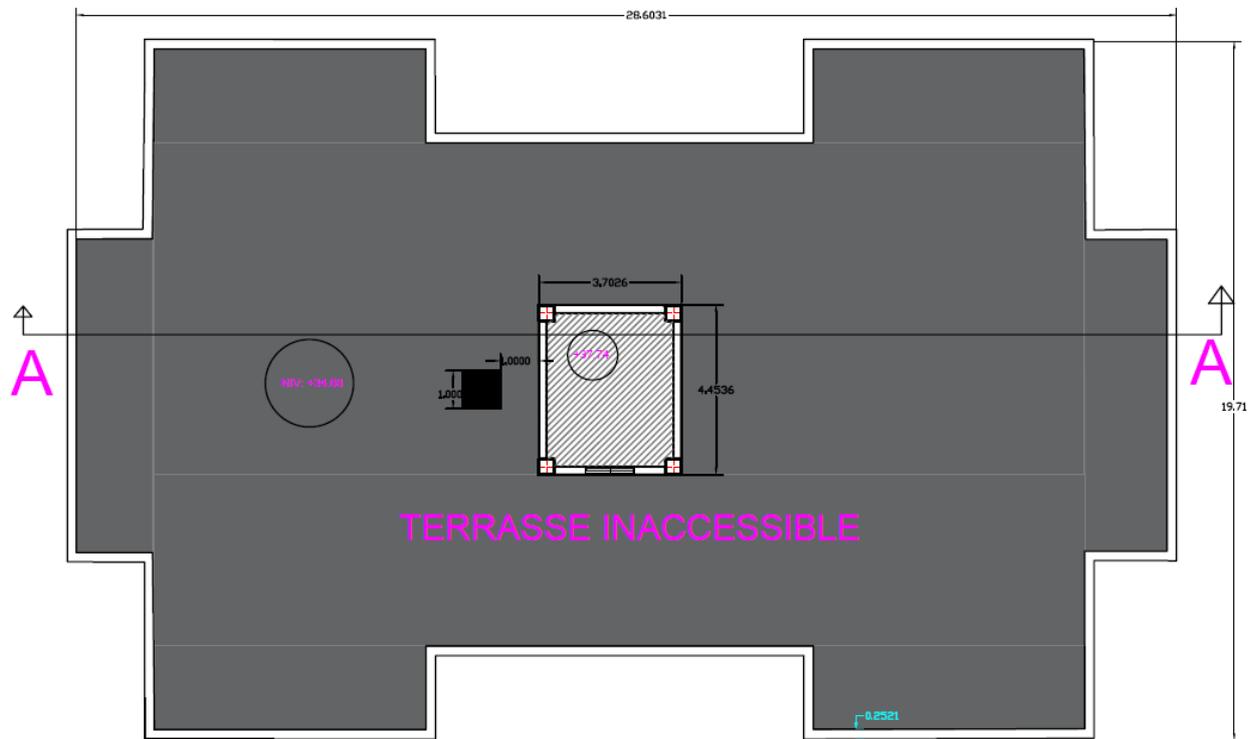
Etage Courant - Habitation



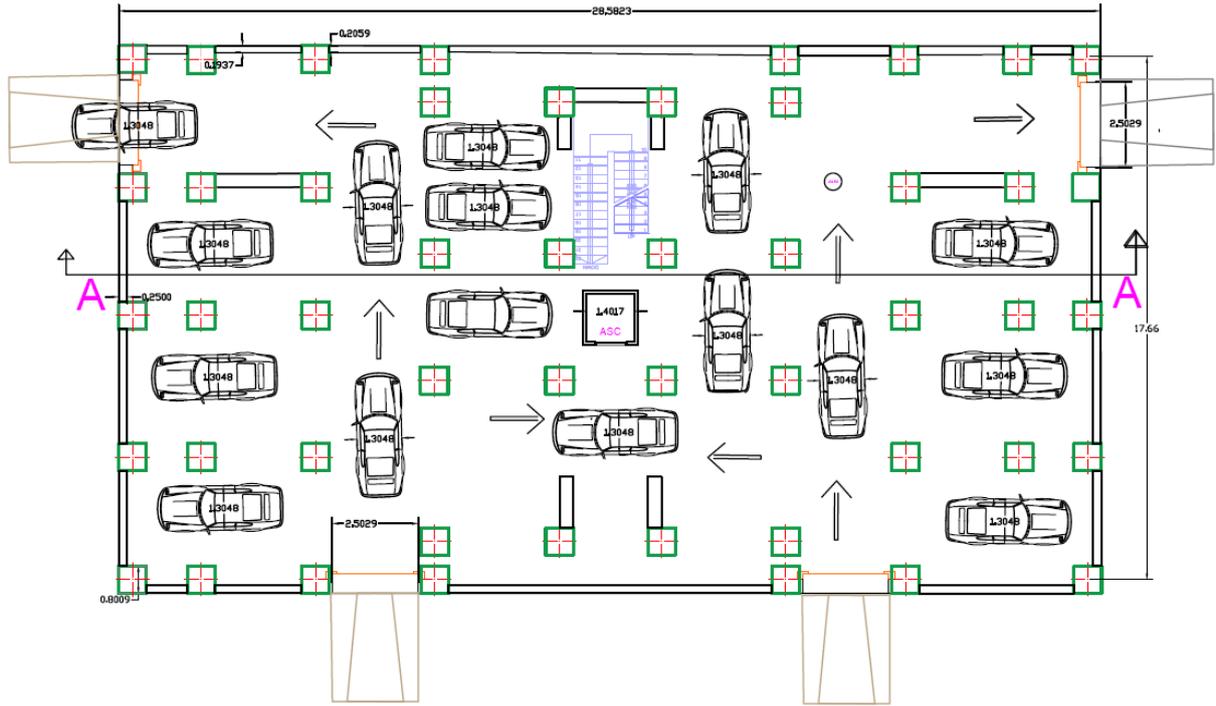
1^{re} Etage – Bureaux



RDC - Commerce



Terrasse Inaccessible



Sous-sol - Parking

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour.

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,8358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

SECTION REELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature de diamètre \varnothing en mm.

\varnothing	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	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,5
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,1
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,7
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,2
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,6	163,4
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,6	175,9
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,6	188,5
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,7	201,1
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,7	213,6
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,8	226,2
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	92,27	152,8	238,8
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,8	251,3