

Faculty of Sciences and Technology

كلية العلوم والتكنولوجيا

Civil Engineering Department

قسم الهندسة المدنية

N° d'ordre : M2... /GC/2024

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Option : Structure

Thème

ETUDE D'UN BATIMENT R+9 AVEC SOUS-SOL
A USAGE D'HABITATION A MOSTAGANEM

Présenté par :

HENNOUS Abdelwahid Ayoub

LATROCH Youcef

Soutenu le 27/06/2024 devant le jury composé de :

Président : M MEHALA TEWFIK

Université de Mostaganem

Encadrant : M BENSOUA MOHAMED

Université de Mostaganem

Examineur : M BAHAR SADEK

Université de Mostaganem

REMERCIEMENTS

Nous exprimons notre profonde gratitude à Allah le Tout-Puissant pour nous avoir donné la santé et la volonté de mener à bien ce modeste projet. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont consentis afin que nous puissions achever nos études.

Nous tenons également à exprimer nos sincères remerciements aux encadrants de M. Bensoula Mohamed pour leur soutien et leurs conseils précieux tout au long de ce travail. Nous sommes reconnaissants envers le Département de Génie Civil et tous les enseignants qui nous ont formés avec un grand dévouement.

Nos remerciements s'adressent également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils portent à notre travail, que nous espérons voir apprécié. Enfin, nous remercions tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à l'élaboration de ce travail.

Dédicaces

*Avec une profonde gratitude, je souhaite dédier ce modeste travail
À l'homme de ma vie, mon précieux don divin, à qui je dois ma vie,
ma réussite et tout mon respect : mon cher père.*

*À la femme qui a enduré sans me laisser souffrir, qui n'a jamais
refusé mes demandes et a déployé tous les efforts pour mon bonheur
: ma chère mère.*

*À mes sœurs, qui n'ont jamais cessé de me conseiller, d'encourager
et de soutenir tout au long de mes études. Que Dieu les protège et
leur accorde bonheur et prospérité.*

*À ma grand-mère, grand père, que Dieu leur accorde une longue
et heureuse vie, ainsi qu'à tous les cousins.*

*À mon ami Ali et à Malik, votre amitié sincère est un phare dans
les moments sombres. Merci d'être toujours là, prêts à soutenir et à
partager les joies et les peines.*

*À mes amis que j'ai rencontrés jusqu'à présent : Ali(Boss),
Ilyes(Riyad), Malik, Wassim, Ismail, Amel, Ikram, Said, Gilbert,
Oussman, Mekherbeche, Nounou, Zghayda, Ouissem, Khayra,
Soulef, Baya, et tout mes chers amis, votre amitié est un cadeau
précieux. Merci d'être là.*

*Avec toute mon amitié, exemples de force. Merci pour votre amour
et votre soutien.*

*À mon Architecte, M. Laribi Fayçal et Topographe M. Maarouf
Bilel un immense merci pour tout ce que vous faites pour moi.*

Enfin, un sincère remerciement à mon encadrant, M. BENSOULA MOHAMED, ainsi qu'à tous mes professeurs tout au long de mes années d'études.

Résumé

Ce travail de fin d'étude repose sur la proposition d'un type de structure étalée en élévation, alors notre choix d'étude s'est porté sur un immeuble de R+9 avec un sous-sol situé à Mostaganem qui est classée en zone IIa selon le règlement parasismique Algérien.

Le but de ce travail est d'étudier par le biais de modélisation numérique menée par le logiciel Robot Structural Analysis Professionnal 2022, pour étudier le comportement de ce bâtiment composé de portiques et de voiles porteurs. Cette étape est précédée systématiquement par un pré dimensionnement du système constitutif et d'une étude des éléments non structuraux.

A l'issue des résultats de la simulation, un ferrailage des éléments structuraux et des fondations sera proposé.

Mots-clés : Bâtiment, séisme, modélisation ; béton armé , ferrailage.

ملخص

هذا العمل النهائي يعتمد على اقتراح نوع من الهيكل الممتد في الارتفاع، ولذلك اخترنا دراسة مبنى مكون من تسعة طوابق فوق الأرض مع قبو واحد، يقع في مستغانم التي تُصنّف في المنطقة الثانية أ وفقاً للوائح الزلزالية الجزائرية.

الهدف من هذا العمل هو دراسة سلوك هذا المبنى، المكون من إطارات وجدران حاملة، باستخدام النمذجة الرقمية عبر برنامج روبوت لتحليل الهياكل المحترفة 2022. تسبق هذه الخطوة بشكل منهجي مرحلة التصميم الأولي للنظام المكون ودراسة العناصر غير الإنشائية.

في نهاية نتائج المحاكاة، سيتم اقتراح تسليح العناصر الإنشائية والأساسات.

الكلمات المفتاحية: مبنى، زلزال، نمذجة، خرسانة مسلحة، تسليح.

Abstract

This final project is based on the proposal of a type of structure spread in elevation, so our choice of study focused on a building with 9 floors above ground level and a basement, located in Mostaganem, which is classified in zone IIa according to the Algerian seismic regulations. The aim of this work is to study the behavior of this building, composed of frames and bearing walls, through numerical modeling conducted by Robot Structural Analysis Professional 2022 software. This step is systematically preceded by a preliminary design of the constituent system and a study of non-structural elements. Based on the simulation results, reinforcement for the structural elements and foundations will be proposed.

Keywords: Building, earthquake, modeling, reinforced concrete, reinforcement.

Table des matières

REMERCIEMENTS	2
Dédicaces.....	3
Résumé	5
ملخص.....	6
Abstract.....	7
Table des matières	8
Table des figures.....	13
Liste des tableaux	15
Liste des notations :	16
Introduction générale.....	18
Chapitre 01 : Presentation du projet	20
1.1. Introduction.....	20
1.2. Présentation de l’ouvrage	20
1.3. Caractéristiques géométriques (dimensions des plans)	21
1.4. Donnée sismique de la structure	21
1.5. Les éléments de l’ouvrage	22
1.5.1. Planchers	22
1.5.2. Ossature.....	22
1.5.3. Les escaliers	22
1.5.4. La terrasse	22
1.5.5. L’acrotère	22
1.5.6. Maçonnerie.....	23
1.5.7. La cage d’ascenseur	23
1.5.8. Le revêtement.....	23
1.5.9. Les fondations	23
1.5.10. Système de coffrage	23
1.5.11. Isolation.....	23
1.6. Règlementation et normes utilisés	24
1.7. Définition des états limites et les hypothèses de calcul	24
1.7.1. Etats limites ultimes (ELU).....	24
1.7.2. Hypothèse de calcul à L'ELU.....	24
1.7.3. Etats limites de service (ELS)	25

1.7.4. Hypothèse de calcul à L'ELS	26
1.8. Caractéristiques des matériaux et contraintes de calcul :	26
1.8.1. Béton	26
1.8.2. Acier	30
1.9. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites.....	31
1.9.1. Etat limite ultime.....	31
1.9.2. Etat limite de service.....	31
1.9.3. Etat limite accidentelle.....	31
Chapitre 02 : Prédimensionnement des éléments résistants	32
2.1. Introduction.....	32
2.2. Prédimensionnement des poutres	32
2.2.1. Poutres principales	32
2.2.2. Poutres secondaires	33
2.3. Prédimensionnement des planchers	34
2.3.1. Plancher à corps creux	34
2.3.2. Plancher à dalle pleine	35
2.4. Les Voiles	36
2.4.1. Voiles de contreventement.....	36
2.4.2. Voiles d'ascenseur	36
2.4.3. Voiles de périphériques.....	37
2.5. Les plancher.....	37
2.5.1. Plancher Terrasse inaccessible.....	37
2.5.2. Plancher Etage Courant + RDC	38
2.5.3. Plancher S-SOL.....	39
2.5.4. Balcon	39
2.5.5. Mur Extérieure	40
2.5.6. Mure Intérieur	40
2.6. Prédimensionnement des poteux	40
Chapitre 03 : Etude des planchers	42
3.1. Introduction.....	42
3.2. Plancher à corps creux	42
3.2.1. Détermination des dimensions des poutrelles	42
3.2.2. Ferrillage de la dalle de compression	44
3.2.3. Méthode de calcul	45
3.2.4. Détermination des armatures :	48

3.2.5. Calcul des armatures transversales.....	49
3.2.6. Vérification de la flèche :	50
3.3. Dalle pleine	51
3.3.1. Méthode de calcul	51
3.3.2. Etude des planchers dalle pleine	52
3.3.3. Vérification des contraintes de cisaillement : [CBA93/A.5.2.2].....	57
Chapitre 04 : Etude des éléments non structuraux	62
4.1. Introduction.....	62
4.2. Étude d'acrotère.....	62
4.2.1. Définition	62
4.2.2. L'acrotère	62
4.2.3. Calcul des sollicitations.....	62
4.2.4. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant	63
4.2.5. Calcul de ferrailage	64
4.2.6. Calcul en flexion simple	64
4.2.7. Vérifications à l'ELU :	65
4.2.8. Vérification à l'ELS	66
4.3. Étude des balcons	67
4.3.1. Epaisseur de balcon.....	68
4.3.2. Détermination des charges	68
4.3.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :	68
4.3.4. Calcul à l'ELU	70
4.3.5. Vérifications à l'ELU	70
4.3.6. Calcul à l'ELS	72
4.4. Etude des escaliers	75
4.4.1. Définition	75
4.4.2. Schéma d'escalier.....	76
4.4.3. Descente des charges.....	77
4.4.4. Calcul du ferrailage.....	77
Chapitre 05 : Etude dynamique.	80
5.1. Introduction.....	80
5.2. Choix de la méthode de calcul	80
5.2.1. Méthode statique équivalente.....	80
5.2.2. Méthode dynamique modale spectrale.....	81
5.3. Méthode d'analyse modale spectrale.....	81

5.4. Poids total de la structure.....	84
5.5. Modélisation de la structure.....	85
5.5.1. Position des voiles.....	85
5.6. Calcul de la force sismique totale.....	86
5.7. Résultats de calcul.....	86
5.8. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente.....	88
5.9. Vérification des déplacements inter étage.....	89
5.10. Vérification de l'effet $P - \Delta$:.....	90
Chapitre 06 : Etude des portique.....	92
6.1. Introduction.....	92
6.2. Etude des poutres.....	92
6.2.1. Introduction.....	92
6.2.2. Les moments de la poutre.....	92
6.2.3. Combinaisons d'actions.....	92
6.2.4. Tableau des sollicitations.....	93
6.2.5. Poutre Principales.....	93
6.3. Etude des poteaux.....	99
6.3.1. Leurs rôles.....	99
6.3.2. Combinaison de charges :.....	99
6.3.3. Les type de poteaux.....	100
6.3.4. Exemple de calcul :.....	100
Chapitre 07 : Etude des voiles.....	106
7.1. Introduction.....	106
7.2. Ferrailage des voiles de contreventement.....	106
7.3. Exemple de calcul.....	107
7.3.1. Les caractéristiques géométriques.....	107
7.4. Calcul de ferrailage.....	107
7.4.1. L'effort normal appliqué sur la bande d1.....	107
7.4.2. Détermination la contrainte moyenne de la bande d1.....	108
7.4.3. L'effort normal appliqué sur la bande d1.....	108
7.4.4. Calcul de l'effort limite ultime.....	108
7.4.5. Détermination la contrainte moyenne dans zone d'about.....	109
7.4.6. Détermination de la valeur d'effort normal moyen (traction) sollicitation la zone d'about.....	110
7.5. Armatures minimales RPA.....	110
7.6. Armatures courantes.....	110

7.7. Espacement des armatures verticales.....	110
7.8. Vérification de la contrainte de cisaillement	111
7.9. Ferrailage horizontale	111
7.10. Voile périphérique	113
7.10.1. Introduction	113
7.10.2. Le Dimensionnement	113
Chapitre 08 : Etude de fondation.....	120
8.1. Introduction.....	120
8.1.1. Fondations superficielles.....	120
8.1.2. Fondations profondes	120
8.2. Choix du type de fondation.....	121
8.3. Etude de radier	122
8.3.1. Pré dimensionnement du radier.....	122
Conclusion générale	132
Bibliographie	133

Table des figures

Figure 1 : Implantation du projet étudié	20
Figure 2 : Plan de masse du projet.....	21
Figure 3 : Diagramme déformations limites de la section.....	25
Figure 4 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.....	29
Figure 5 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.....	29
Figure 6 : Diagramme contrainte déformation.....	30
Figure 7 : Section transversale d'une poutre.....	32
Figure 8 : Poutres Principale.....	33
Figure 9 : Poutre secondaires.....	34
Figure 10 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	34
Figure 11 : Dimensions d'un panneau de dalle.....	35
Figure 12 : Coupe de voile.....	36
Figure 13 : Section transversale de plancher terrasse inaccessible.....	37
Figure 14 : Section transversale de plancher étage courant + RDC.....	38
Figure 15 : Section transversale de plancher Balcon.....	39
Figure 16 : Desent de charge.....	41
Figure 17 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	42
Figure 18 : Schéma des poutrelles.....	43
Figure 19 : Section de calcul.....	44
Figure 20 : schéma statique et diagramme des moments de la poutrelle type 01.....	47
Figure 21 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	50
Figure 22 : Dimensions d'un panneau de dalle.....	51
Figure 23 : Enrobage de dalle pleine.....	51
Figure 24 : Section de calcul en travée (x-x).....	53
Figure 25 : Section de calcul en appuis (x-x).....	54
Figure 26 : Section de calcul en travée (y-y).....	55
Figure 27 : : Section de calcul en appuis (y-y).....	56
Figure 28 : Panneau (8).....	57
Figure 29 : Coordonnée de centre de gravité.....	59
Figure 30 : Ferrailage de la dalle pleine.....	61
Figure 31 : Schéma statique de l'acrotère et leur coupe transversal.....	63
Figure 32 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.....	64
Figure 33 : schémas de ferrailage d'acrotère.....	67
Figure 34 : Schéma statique de calcul à l'ELU.....	69
Figure 35 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	69
Figure 36 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	69
Figure 37 : Schéma statique de calcul à l'ELS.....	72
Figure 38 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	72
Figure 39 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	73
Figure 40 : Plan de ferrailage des balcons.....	74
Figure 41 : Vue en plan de la cage d'escaliers.....	75
Figure 42 : Coupe sur la cage d'escaliers.....	75
Figure 43 : coupe sur paillasse.....	76
Figure 44 : Schéma statique de la marche porteuse.....	77

Figure 45 : Ferrailage des marches porteuses.....	79
Figure 46 : Disposition des voiles.	85
Figure 47 : Vue de la structure modélisée.	85
Figure 48 : Translation suivant l'axe (x-x) du 1er mode de vibration.....	87
Figure 49 : Le 2éme est un mode de translation suivant l'axe (y-y).	88
Figure 50 : Le 3éme est une torsion.	88
Figure 51 : Ferrailages des poutres principale et les poutres secondaire.....	98
Figure 52 : Ferrailages de la poutre noyée.	98
Figure 53 : Sollicitation sur les poteaux.	99
Figure 54 : Position de N'1 M'1 et M1 sur la section transversale.	101
Figure 55 : Ferrailage des poteaux	105
Figure 56 : Les sollicitations de calcul d'un voile.	106
Figure 57 : Ferrailage du voile de contreventement.	112
Figure 58 : Schéma statique d'une voile périphérique.	113
Figure 59 : Ferrailage d' un voile périphérique.	119
Figure 60 : Schéma statique du débord.	123
Figure 61 : Schéma du panneau le plus sollicité.	123
Figure 62 : Enrobage de dalle pleine.	125
Figure 63 : Ferrailage du radier en appui..	131
Figure 64 : Ferrailage du radier en travée.	131

Liste des tableaux

Tableau 1 : Dimensions de plan.	21
Tableau 2 : Différents types d'acier.	30
Tableau 3 : Charges du plancher terrasse	38
Tableau 4 : Charges du plancher étage courant + RDC	38
Tableau 5 : Charges du plancher S-SOL	39
Tableau 6 : Charges du Balcon.....	39
Tableau 7 : Charges des murs extérieurs	40
Tableau 8 : Charges des murs intérieur	40
Tableau 9 : Evaluation des chaeges.....	45
Tableau 10 : récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant de la terras.....	48
Tableau 11 : récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant de l'étage courante	48
Tableau 12 : Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis.	50
Tableau 13 : récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant de la dalle pleine. ..	53
Tableau 14 : Les charges de marche porteuse.	77
Tableau 15 : Pénalités du facteur de qualité.	82
Tableau 16 : Taux de participation modale.	86
Tableau 17 : les forces sismiques des deux directions.	89
Tableau 18 : Vérification des déplacements inter-étages selon X et Y.	89
Tableau 19 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens X-X et sens Y-Y.	91
Tableau 20 : Les valeurs des moments de chaque niveau.	93
Tableau 21 : Récapitulatif Féraliage des poutres.	97
Tableau 22 : récapitulatif des sections des poteaux.....	100
Tableau 23 : Récapitulatif du ferrailage des poteaux.	104
Tableau 24 : Sollicitations obtenues par ROBOT selon le plan [x-x].	107
Tableau 25 : Ferrailage du voile de contreventèent.....	112
Tableau 26 : surfaces des semelles isolées et filantes.	122
Tableau 27 : les efforts agissent sur le radier générale.....	124
Tableau 28 : Ferrailage du radier générale	130

Liste des notations :

BAEL	Béton armé à l'état limite
RPA	Règlement parasismique Algérien
ELUR	Etat limite ultime de résistance
ELS	Etat limite de service
G	Charge permanents
Q P	Charge d'exploitation
E	Charge sismique
Qu	Chargement ultime
Qs	Chargement de service
Mf	Moment fléchissant
Mt	Moment de flexion en travée
Ma	Moment de flexion en appui
Md	Moment en appui droite
Mg	Moment en appui gauche
N	Effort normal
Td	Effort tranchant à droite du point considéré
Tg	Effort tranchant à gauche du point considéré
fc28	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge
f _{t28}	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge
E _{ij}	Module de déformation longitudinale instantané
E _{vj}	Module de déformation longitudinale différée
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton
h	Hauteur des éléments (poteaux, poutres)
b	Largeur des éléments

h_0	Hauteur de la table de compression
σ_b	Contrainte de calcul dans le béton
σ_b	Contrainte admissible limite dans le béton
σ_s	Contrainte de calcul dans l'acier
σ_s	Contrainte admissible limite dans l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle de calcul
τ_u	Contrainte tangentielle limite
\varnothing_t	Diamètre des armatures
S	Espacement entre armatures transversales
A _u	Armatures calculées à l'ELUR
A _s	Armatures calculées à ELS
A	Armatures en appuis
A _t	Armatures en travées
I _{xx}	Inertie par rapport à l'axe des abscisses
I _{yy}	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées
M _{zz}	Inertie massique
L _f	Longueur de flambement
Br	Section réduite
L _x	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine
L _y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine
I ₀	Moment d'inertie de la section homogène
I _f	Moment d'inertie fictif
F	Flèche due à une charge considérée (g; j; p)
Δf_t	Flèche total
ρ	Rapport entre deux dimensions $\rho=(L_x/L_y)$

Introduction générale

Les séismes sont considérés comme l'un des aléas les plus improbables comparés aux autres risques dans le monde. Cependant, les dégâts humains et matériels qu'ils causent sont considérables à l'échelle mondiale. L'Algérie, située au nord du Maghreb, est classée dans les zones jaune et rouge, ce qui correspond à une sismicité modérée à forte selon le règlement RPA 99/VERSION 2003.

En ce qui concerne l'immobilier et le risque sismique, de nombreuses villes du nord de l'Algérie possèdent un parc immobilier exposé à ces risques. La construction d'immeubles de grande hauteur (IGH) dans ces régions implique généralement l'adaptation d'une structure porteuse en béton armé, en tenant compte du zonage sismique.

Notre travail se concentre sur l'étude d'une habitation (R+9 avec sous-sol) contreventée par des murs voiles, située dans la wilaya de Mostaganem, une zone de sismicité moyenne (zone IIa).

Objectifs

La prise en compte du risque sismique dans ce type de structure et la volonté de sa conservation redéfinissent les valeurs attribuées à cet héritage et constituent un élément important dans le choix judicieux et adaptable pour un immeuble de cette hauteur. L'objectif de ce travail sera exprimé par un critère qualitatif ou quantitatif que nous nous fixerons et que nous chercherons à atteindre. Il s'agit de mener une étude de prédimensionnement de la structure, en calculant les éléments porteurs et non porteurs impliqués dans la réponse comportementale du bâtiment.

Méthodologie de travail

Cette étude commence par introduire le projet relatif à notre sujet. En prolégomènes, nous analyserons les deux principaux concepts qui guideront notre mémoire, à savoir « la résistance statique et dynamique ».

Ce travail est structuré en huit chapitres :

Le premier chapitre vise à présenter le projet dans sa globalité en dressant un état des lieux, la structure, et les matériaux composant l'édifice.

Le deuxième chapitre aborde le prédimensionnement de la structure qui sera adopté dans le cadre de cette étude.

Les chapitres trois à huit constituent l'essence même du travail, détaillant le calcul complet des éléments composant l'édifice.

Chapitre 01 : Présentation du projet

1.1. Introduction

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

1.2. Présentation de l'ouvrage

Le bâtiment sujet de cette étude est une tour composée d'un sous-sol, RDC, 9 étages et sous-sol, dont le sous-sol est réservé à un parking, le RDC et le reste des étages sont à usage d'habitation (appartements de types F4 et F3).

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



Figure 1 : Implantation du projet étudié



Figure 2 : Plan de masse du projet

N.B : la vue en plan et la vue en élévation se trouve en annexe.

1.3. Caractéristiques géométriques (dimensions des plans)

Tableau 1 : Dimensions de plan.

Longueur totale du bâtiment	27 m
Largeur totale du bâtiment	27.81 m
Hauteur totale du bâtiment (avec acrotère)	31.20 m
Hauteur de sous-sol	3.06 m
Hauteur de RDC	3.06 m
Hauteur des étages courants	3.06 m

1.4. Donnée sismique de la structure

Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon (le RPA 99/ version 2003) comme une zone de sismicité moyenne (zonella).

L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 et la contrainte admissible du sol $\overline{\sigma}_{sol} = 2.5$ bars et le site selon le rapport géotechnique est de classe (S2).

1.5. Les éléments de l'ouvrage

1.5.1. Planchers

Le type de plancher à adopter est le plancher semi-préfabriqué en « poutrelles + corps Creux + dalle de compression », pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Les portées de notre projet ne sont pas grandes.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Minimiser le coût de coffrage.
- Néanmoins, il existe des zones où on a opté les dalles pleines, à cause de leurs Formes irrégulières (des triangles ou des trapèzes), et ça dans le but de minimiser Le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles adaptées à ces zones.

1.5.2. Ossature

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles (leur rôle est la stabilité et la rigidité de la structure). Ils sont destinés à reprendre les charges et surcharges et les transmettre aux fondations

1.5.3. Les escaliers

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre structure comprend un seul type d'escalier qui est l'escalier à deux volées séparées par le palier de repos, réalisées en béton armé coulées sur place.

1.5.4. La terrasse

Notre projet comporte une terrasse accessible, équipée d'une isolation thermique et d'une forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales ainsi que d'une étanchéité multicouche.

1.5.5. L'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

Dans notre cas au niveau de terrasse, notre bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur.

1.5.6. Maçonnerie

Murs extérieurs (remplissage) : Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15 cm et 10 cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5cm faite pour assurer l'isolation thermique et phonique.

Murs intérieurs (cloisons) : Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm à 15 cm.

1.5.7. La cage d'ascenseur

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

1.5.8. Le revêtement

Les revêtements sont comme suit :

Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.

Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.

Carrelage pour les planchers et les escaliers.

Céramique pour salle d'eau et cuisine.

1.5.9. Les fondations

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

1.5.10. Système de coffrage

On opte pour un coffrage classique en bois pour les portiques et un coffrage tunnel qui permettra de couler les planchers et les voiles simultanément. On appelle coffrage tunnel, un coffrage métallique composé de plusieurs panneaux solidarités, formant ainsi une coquille. Ce type de coffrage présente plusieurs avantages :

- Rentabilité du chantier.
- Réalisation rapide des travaux.
- Sécurité de la main d'œuvre.
- Réduction des opérations manuelles.

1.5.11. Isolation

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

1.6. Règlementation et normes utilisés

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie L'étude de cet ouvrage est affectée conformément aux règlements ci-après :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé « règles de conception et de calcul des structures en béton armé »).
- Le RPA (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).
- Le BAEL 91 (Béton Armé Aux Etats Limites).
- DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles).

1.7. Définition des états limites et les hypothèses de calcul

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite. Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré cesse de remplir ses fonctions. On distingue des états limites ultimes et des états limitent de service.

1.7.1. Etats limites ultimes (ELU)

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage. Ils correspondent à la limite :

- Etat limite de l'équilibre statique (renversement).
- Etat limite de résistance des matériaux constitutifs (rupture).
- Etat limite de stabilité de forme : instabilité élastique due au flambement pour les pièces élancées, Il est alors nécessaire de procéder à des vérifications particulières.

1.7.2. Hypothèse de calcul à L'ELU

Les sections normales à la fibre moyenne, planes avant déformations restent planes après déformation (hypothèse de Navier).

- Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton-acier)
- La résistance à la traction du béton est négligée

Les diagrammes déformations-contraintes sont définis pour :

- Le béton en compression.
- L'acier en traction et en compression.

Le diagramme des déformations limite d'une section satisfaite à la règle dite des pivots c'est-à-dire :

- La résistance à la traction du béton est limitée à 3.5‰ en flexion simple et 2‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.
- Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C :

Pivot A : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée, la traction simple.

Pivot B : les pièces sont soumises à la flexion simple ou composée.

Pivot C : les pièces sont soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

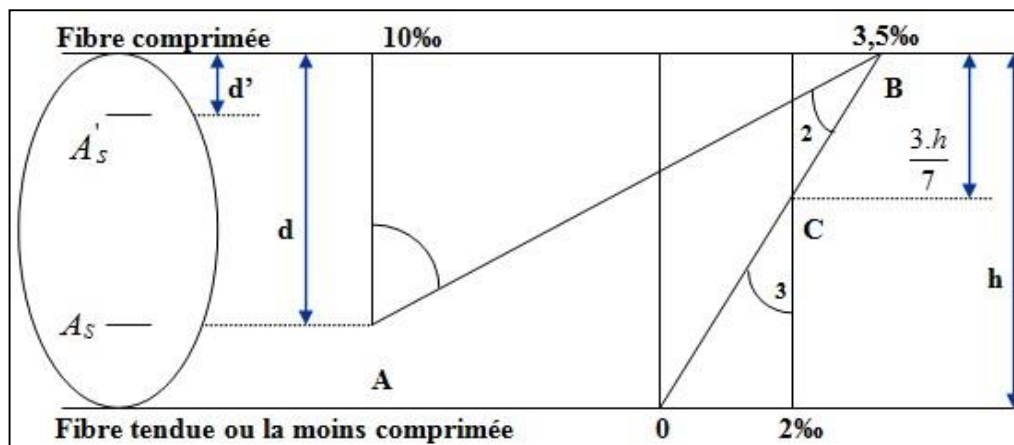


Figure 3 : Diagramme déformations limites de la section.

1.7.3.

Etats limites de service (ELS)

Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure. Ils correspondent à des conditions normales d'exploitation et de durabilité. Il n'est pas suffisant qu'une construction soit stable et résiste, il est aussi nécessaire qu'elle ne présente pas une fissuration ou des déformations excessives. Cela pourrait entraîner des désordres dans les revêtements et les cloisons et donc une gêne sérieuse à l'exploitation.

Ils correspondent aux phénomènes suivants : Ouvertures excessives des fissures, compression excessive du béton, déformations excessives des éléments porteurs, vibrations excessives et inconfortables Pertes d'étanchéité.

Il est donc nécessaire d'effectuer des vérifications portant sur :

- La limite d'ouverture des fissures : cela évite la corrosion rapide des aciers et donc augmente la durabilité et la sécurité des ouvrages.
- La limitation de la compression du béton.
- La limite de déformation : les déformations (flèches par exemple) doivent rester dans des limites admissibles c'est à dire compatibles avec l'utilisation de l'élément.

1.7.4. Hypothèse de calcul à L'ELS

En plus des hypothèses communes aux états limites ultimes et de service à savoir :

Les sections normales à la fibre moyenne, planes avant déformations restent planes après déformation (hypothèse de Navier).

Le glissement relatif n'a pas lieu entre les armatures et le béton (association béton acier)

La résistance à la traction du béton est négligée.

Nous mettons en évidence les hypothèses propres à l'état limite de service vis-à-vis de la durabilité de la structure :

Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton
 $E_s = 15 E_b$; $n = 15$: Coefficient d'équivalence.

1.8. Caractéristiques des matériaux et contraintes de calcul :

1.8.1. Béton

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, dont les caractéristiques sont :

- Facile à le fabriquer et à le mettre en œuvre sur chantier.
- Bonne résistance aux actions climatiques.
- Bonne résistance à la compression.
- Faible résistance à la traction.

Dosage du béton

Le dosage du béton est lié au poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Pour mener cette étude, le béton est dosé à 350 Kg de ciment par m^3 . Ce dosage est destiné à offrir les garanties de résistance escomptée et à présenter une protection efficace de l'armature.

Notre composition courante de $1m^3$ de béton est :

350 à 400 kg de ciment

175 à 200 l d'eau

400 kg de sables (dimension < 6 mm)

800 kg de gravillons (dimension comprise entre 1 et 25 mm)

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir:

Une résistance mécanique élevée.

Un retrait minimum.

Une bonne tenue dans le temps (durabilité).

Résistance du béton à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à 28 jours, dite résistance caractéristique à la compression et notée $[f_{c28}]$, elle est obtenue par des essais d'écrasement d'éprouvette normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur par compression axiale après 28 jours de durcissement. Lorsque la sollicitation s'exerce sur le béton à l'âge $j < 28$ jours sa résistance à la compression est calculée selon la formule ci-dessous selon **BAEL 91(Art 2-1-11)**

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83 j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95 j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

Avec : $j \leq 28$ jours

Poids volumique du béton : $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

Pour 28 jours < j < 60 jours $f_{cj} = f_{c28}$

Pour $j \geq 60$ jours..... $f_{cj} = 1.1f_{c28}$

Résistance du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad \text{(BAEL 91, art A.2.1,12)}$$

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

Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

Module de déformation instantanée :

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 33164.195 \text{ MPa avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.866 \text{ MPa avec } f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$

E : module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

Le coefficient de poisson ν (**BAEL 91, art A.2.1.3**) est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

$\nu = 0$ (À l'ELU) pour le calcul des sollicitations.

$\nu = 0.2$ (À l'ELS) pour le calcul des déformations.

Modèles de calcul :

- A l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure I.3, avec cette figure :

$0 \leq \epsilon \leq 2\%$: C'est une section entièrement comprimée.

$2\% \leq \epsilon \leq 3.5\%$: Compression avec flexion.

Avec ϵ : Raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{C.B.A 93, A.4.3.4.1.}) [2]$$

Avec γ_b : Coefficient de sécurité.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1,15 & \text{en situation accidentale} \end{cases}$$

0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$: Si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$: Si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$: Si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

A 28 jours on a $\sigma_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

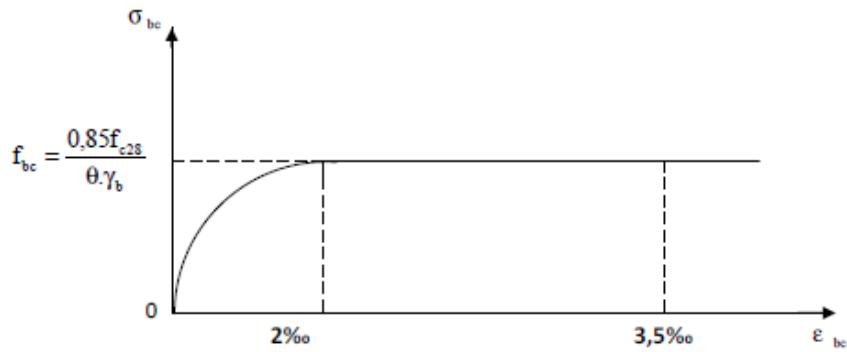
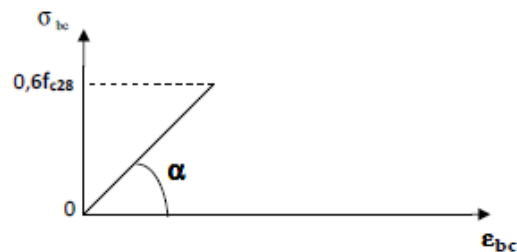


Figure 4 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

- **A l'ELS :**

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{bc} = 0,56 \times f_{t28} \text{ (BAEL 91, art A.4.5)}$$



$$\sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Figure 5 : Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :

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

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u

$$T_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

T_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

Poids volumique de béton :

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

2300 à 2400 daN/m s'il n'est pas armé.

2500 daN/m s'il est armé.

1.8.2. Acier

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235, pour les armatures transversales.
- Haute adhérences (HA) : FeE500, pour les armatures longitudinales.

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

Caractéristiques mécaniques :

Tableau 2 : Différents types d'acier.

Type	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barre HA	FeE400	400

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 210000$ MPa

Diagramme déformations contraintes :

Lors d'une justification à l'état limite ultime, le diagramme déformation contrainte à considérer est comme défini ci-dessous :

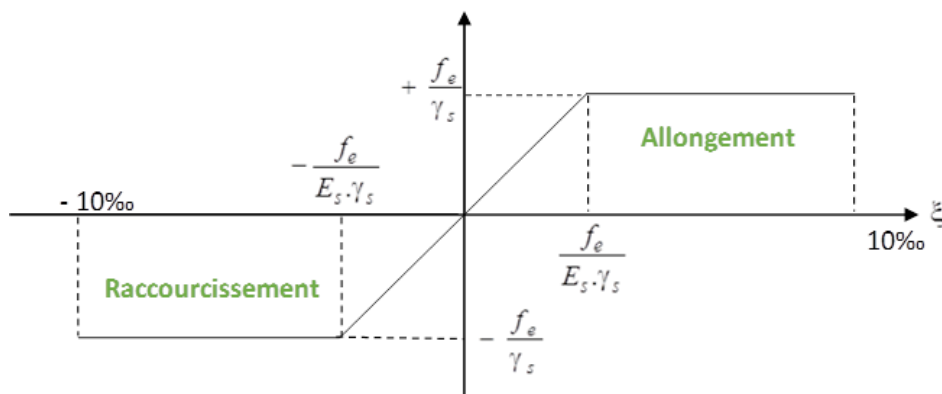


Figure 6 : Diagramme contrainte déformation.

L'ELU :

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$. [BAEL91 /A.4.3.2]

f_e : Résistance élastique d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité.

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentel.} \end{cases}$$

L'ELS :

- Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow limitation à f_e [BAEL91/A.4.5,32]
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$ [BAEL91/A.4.5,33]
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \min(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})$ [BAEL91/A.4.5,34]

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} \quad (\text{BAEL 91, art A.2.1,12})$$

n : Coefficient de fissuration

$n = 1$ Pour les ronds lisses RL.

$n = 1.6$ Pour les armatures à haute adhérence HA.

1.9. Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites**1.9.1. Etat limite ultime**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :
1,35 G + 1,5 Q.

1.9.2. Etat limite de service

Combinaison d'action suivante : G + Q

1.9.3. Etat limite accidentelle

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques Algériennes RPA99 /2003 prévu des combinaisons d'action suivantes

$$G+Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par $G+Q \pm 1,2E$.

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

Protection des Armatures (l'enrobage « e ») :

On adopte : $e = h-d$ avec $d = h-e$

Les hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25$ MPa
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1$ MPa
- Pour les armatures de l'acier :

Longitudinales : on a choisi le : H.A. $f_e = 400$ MPa

Transversales : on a choisi le : R.L. $f_e = 235$ MPa

Chapitre 02 : Prédimensionnement des éléments résistants

2.1. Introduction

Le prédimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements **B.A.E.L 91**, **CBA93** et **R.P.A 99 V2003**. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification de la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation des planchers transmissent aux poutrelles puis aux poutres puis aux poteaux et finalement au bon sol par le biais des fondations.
- Sollicitations horizontales : Elles sont généralement d'origine sismique pour les constructions en béton armé et sont reprises par les éléments de contreventement tel que voiles et portiques.

2.2. Prédimensionnement des poutres

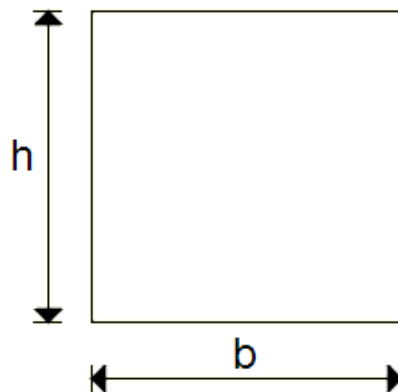


Figure 7 : Section transversale d'une poutre.

2.2.1. Poutres principales

Selon les Règles de **BAEL 91** :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

- { L : la portée de la poutre
- { h : la hauteur de la poutre
- { b : la largeur de la poutre

Conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

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

Critères de flèche :

$$L = 6.08 \text{ m}$$

$$\frac{608}{15} \leq h \leq \frac{608}{10} \Rightarrow 40.5 \text{ cm} \leq h \leq 60.8 \text{ cm}$$

Pour le choix de b :

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

$$18 \leq b \leq 36$$

On prendra : $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les conditions sont vérifiées}$$

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



Figure 8 : Poutres Principale.

2.2.2. Poutres secondaires

Selon les Règles de **BAEL93** :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{la portée de la poutre} \\ h : \text{la hauteur de la poutre} \\ b : \text{la largeur de la poutre} \end{array} \right.$$

Conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

Critères de flèche :

$$L = 4.50 \text{ m}$$

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

Pour le choix de b :

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

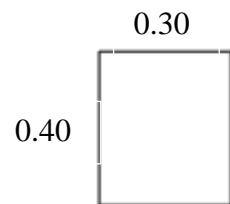
$$16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

On prendra : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 > 1.3 \\ 1.3 < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les conditions sont vérifiées}$$

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

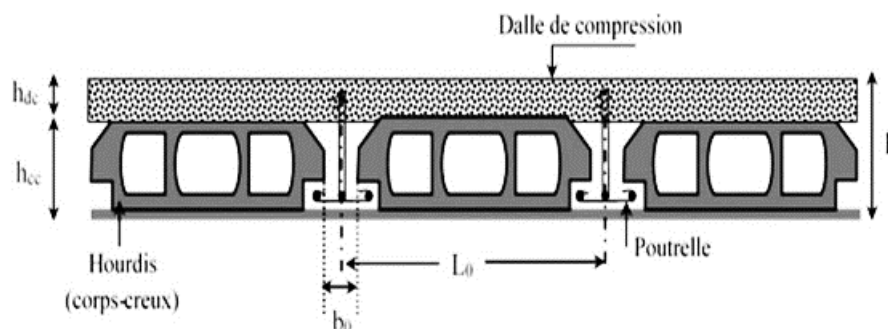
**2.3. Prédimensionnement des planchers****Figure 9 : Poutre secondaires.**

On distingue deux types de planchers à utiliser :

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

2.3.1. Plancher à corps creux

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

Figure 10 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Avec :

h : Epaisseur totale du plancher.

h_{dc} : Epaisseur de la dalle de compression.

$(h - h_{dc})$: Epaisseur du corps creux.

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

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

[BAEL91 / 7.6.8, 424]

Avec :

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

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

$$\frac{420}{25} \leq h_t \leq \frac{420}{20} \Rightarrow 16.8 \leq h_t \leq 21$$

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

2.3.2. Plancher à dalle pleine

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

Condition de résistance à la flexion (BAEL91) :

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

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

$$- \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.40$$

- La charge doit être uniformément répartie :

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

Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens :

$$- 0.4 \leq \rho \leq 1$$

- La charge doit être uniformément répartie ou bien dalle soumise à une charge concentrée.

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

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle.

L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

Pour le présent projet, nous avons :

$$L_x = 4.2\text{m}$$

$$L_y = 5.78\text{m}$$

$$\rho = \frac{4.20}{5.78} = 0.72 \Rightarrow 0.40 \leq 0.72 \leq 1$$

Donc ; la dalle porte suivant les deux sens

$$\frac{L_x}{50} \leq h_d \leq \frac{L_x}{40} L_x$$

$$\frac{420}{50} = 8.4 \leq e \leq \frac{420}{40} = 10.5$$

Donc on prend $h_d = 15 \text{ cm}$

Condition de sécurité en matière d'incendie :

- Pour une heure de coupe de feu $h_d = 7 \text{ cm}$

- Pour deux heures de coupe de feu $h_d = 11 \text{ cm}$

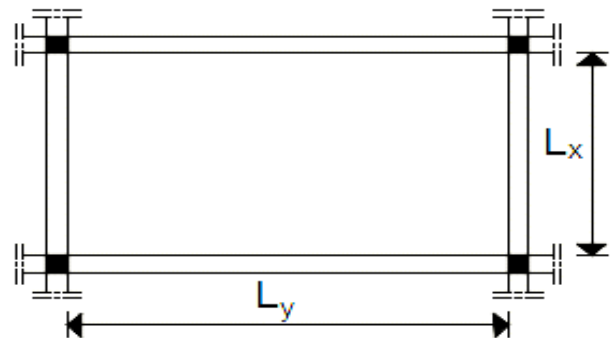


Figure 11 : Dimensions d'un panneau de dalle.

2.4. Les Voiles

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

2.4.1. Voiles de contreventement

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

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

Avec :

L : Largeur du voile correspondant à la portée minimale.

e : Epaisseur du voile.

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

h : Hauteur d'étage

h_d : Hauteur de la dalle

$$\left\{ \begin{array}{l} e \leq \frac{100}{4} = 25\text{cm} \\ e > \frac{306-40}{20} = 13.3 \text{ cm} \\ e > \frac{306-40}{20} = 13.3 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

2.4.2. Voiles d'ascenseur

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{306}{25} = 12.24 \\ e \geq \frac{306}{25} = 12.24 \end{array} \right.$$

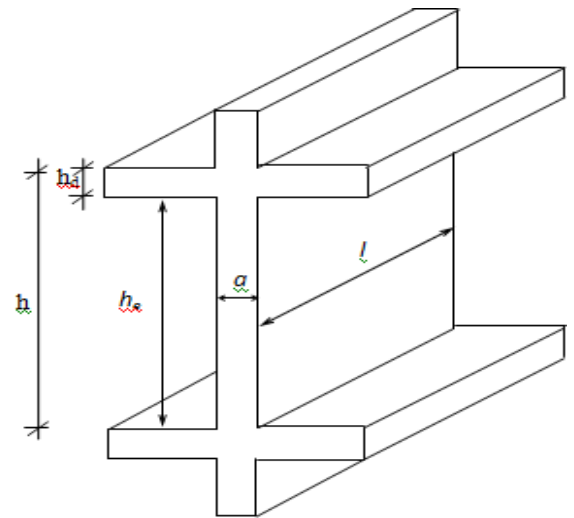


Figure 12 : Coupe de voile.

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

2.4.3. Voiles de périphériques

Selon le **RPA 99 (version 2003)**, l'épaisseur minimale du voile périphérique est de 15 cm. De plus, il doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e . [Article 7.7.1]

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

$$e \geq \frac{306-40}{25} = 10.64\text{cm}$$

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

2.5. Les plancher

2.5.1. Plancher Terrasse inaccessible

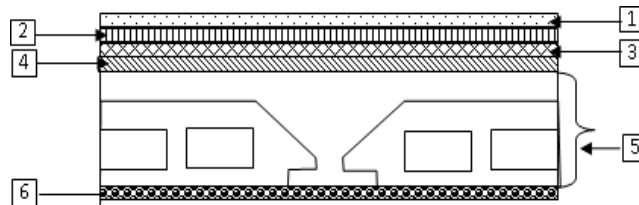


Figure 13 : Section transversale de plancher terrasse inaccessible

Tableau 3 : Charges du plancher terrasse

2.5.2.

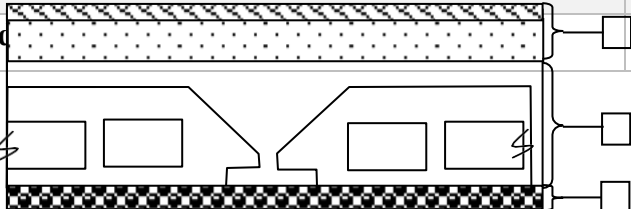
Matériaux	e_p (m)	γ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Protection gravillon ($e_p = 4$ cm)	0.04	20	0,8
Etanchéité multicouche ($e_p = 2$ cm) (FEUTRE 36 S AC)	0.02	6	0,12
Forme de pente ($e_{pmoy} = 10$ cm)	0.10	20	2
Isolation thermique ($e_p = 4$ cm)	0.04	5	0,2
Dalle en corps creux (16+4)	/	/	2.8
Enduit plâtre ($e_p = 1$ cm)	0.01	10	0,1
Charges permanentes :			
Surcharge d'			

Figure 14 : Section transversale de plancher étage courant + RDC
Plancher Etage Courant + RDC

Tableau 4 : Charges du plancher étage courant + RDC

Matériaux	EP (m)	γ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0,4
Mortier de pose 1 cm	0.02	20	0,4
Chappe de béton	0.02	17	0,34
Enduit plâtre ($e_p = 1$ cm)	0.01	10	0,1
Dalle en corps creux (16+4)	/	/	2.8
Cloisons intérieures	/	/	1
Charges permanentes :			5.04
Surcharge d'exploitation :			1.5

2.5.3. Plancher S-SOL

Tableau 5 : Charges du plancher S-SOL

Matériaux	EP (m)	γ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0,4
Mortier de pose 1 cm	0.02	20	0,4
Chappe de béton	0.02	17	0,34
Dalle en BA	0.15	25	3,75
Enduit platre (ep 1 cm)	0.01	10	0,1
Cloisons intérieures	/	/	1
Charges permanentes :			5.99
Surcharge d'exploitation :			1.5

2.5.4. Balcon

Figure 15 :Section transversale de plancher Balcon

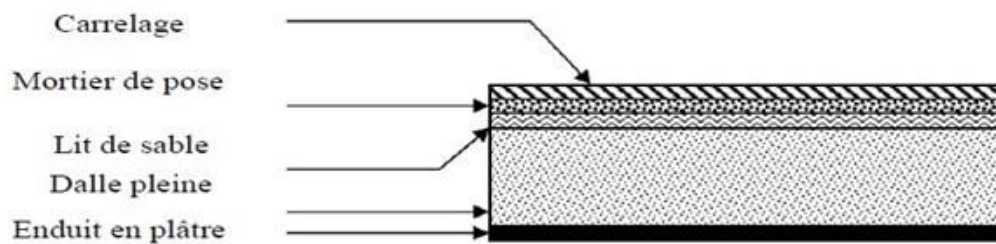


Tableau 6 : Charges du Balcon

Matériaux	EP (m)	γ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Dalle en BA	0,15	25	3,75
Enduit en ciment	0.02	18	0,36
Charges permanentes :			4.91
Surcharge d'exploitation :			3.5

2.5.5. Mur Extérieure**Tableau 7 : Charges des murs extérieurs**

Matériaux	EP (m)	γ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
brique creuse	0,15	13	1,95
Lame d'air	0,5	0	0
Parois en brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit en ciment	0,02	18	0,36
Charges permanentes :			3,57

2.5.6. Mure Intérieur**Tableau 8 : Charges des murs intérieur**

Matériaux	EP (m)	γ (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Parois en brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit en plâtre	0,02	10	0,2
Charges permanentes :			1,10

2.6. Prédimensionnement des poteux

H	ETAGE	G [KN]	Q [KN]	N _{app} [KN]	N _{opt} [KN]	N _{dalong} [KN]	N _{upot} [KN]	N _{planc} [KN]	Nu [KN]	Ns [KN]	Br [cm ²]	a	choix	verification RPA	Verif flambement
3,06	haut 9 eme etage	6,02	1	22,166	16,808		0,000	194,367	233,340	170,601	154,650	14,436	35	15,082	21,201
3,06	haut 8 eme etage	11,06	2,5	44,332	33,615		10,791	377,165	465,903	339,505	308,784	19,572	35	21,276	21,201
3,06	haut 7 eme etage	16,1	3,85	66,498	50,423		21,581	555,420	693,922	505,380	459,908	23,445	35	25,958	21,201
3,06	haut 6 eme etage	21,14	5,05	88,665	67,230		32,372	729,133	917,399	668,226	608,020	26,658	40	29,849	18,551
3,06	haut 5 eme etage	26,18	6,1	110,831	84,038		46,466	898,303	1139,637	830,491	755,312	29,483	40	33,276	18,551
3,06	haut 4 eme etage	31,22	7	132,997	100,845		60,560	1062,930	1357,332	989,728	899,592	31,993	45	36,327	16,490
3,06	haut 3 eme etage	36,26	7,75	155,163	117,653		78,398	1223,014	1574,228	1148,709	1043,343	34,301	45	39,136	16,490
3,06	haut 2 eme etage	41,3	8,5	177,329	134,460		96,236	1383,099	1791,124	1307,690	1187,095	36,454	50	41,756	14,841
3,06	haut 1 eme etage	46,34	9,25	199,495	151,268		118,257	1543,183	2012,204	1469,771	1333,619	38,519	50	44,268	14,841
3,06	haut rdc	51,38	10	221,662	168,075	34,485	140,279	1703,268	2267,769	1657,396	1502,998	40,769	55	47,009	13,492
3,06	haut sous sol	57,37	10,75	243,828	184,883	34,485	166,926	1889,246	2519,367	1842,082	1669,749	42,863	55	49,559	13,492
	haut radier	63,36	22,16615625	265,994	201,690	34,485	193,572	2398,244	3093,985	2242,115	2050,586	47,283	56	54,676	0,000

Figure 16 : Desent de charge.

Chapitre 03 : Etude des planchers

3.1. Introduction

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

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

Dans notre construction, on distingue type de planchers :

Planchers à corps creux.

3.2. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué par deux éléments fondamentaux :

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

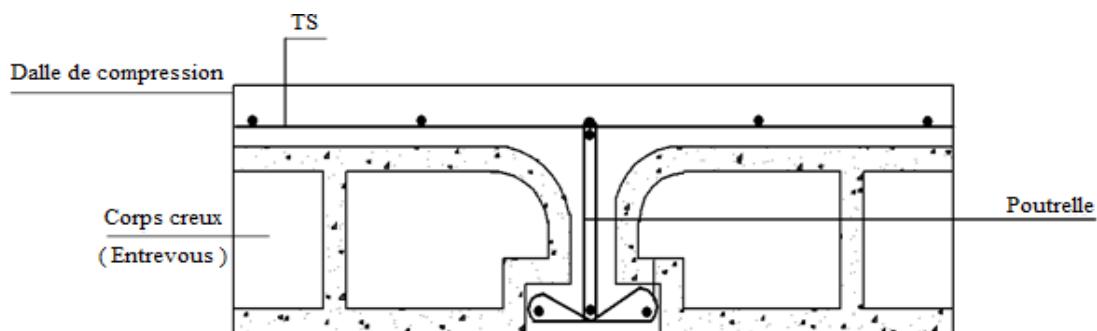


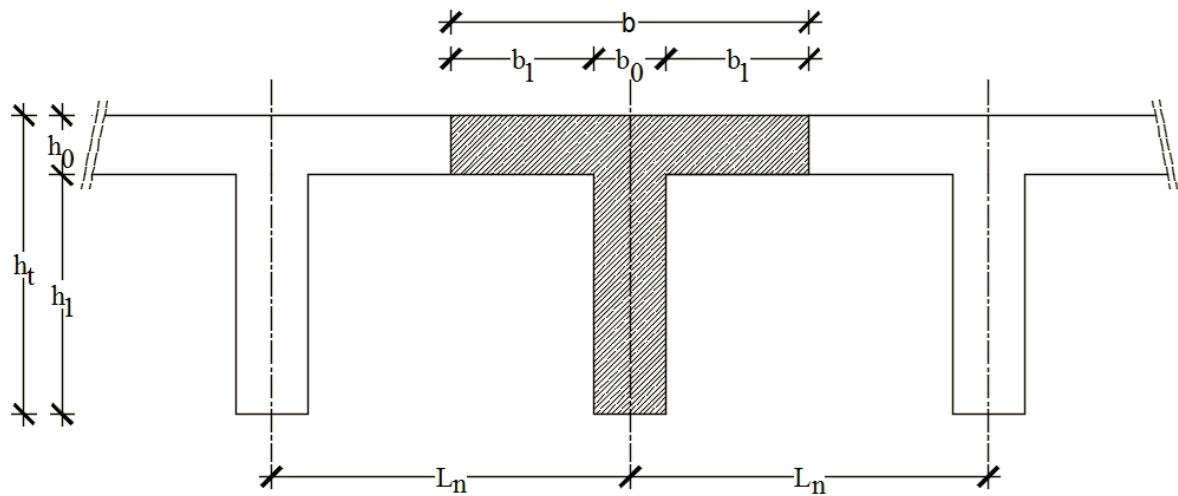
Figure 17 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

3.2.1. Détermination des dimensions des poutrelles

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

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

Figure 18 : Schéma des poutrelles.



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

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

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

Avec :

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

L : Portée entre nus d'appuis ($L = 4.5 \text{ m}$)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression

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

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

La largeur de la dalle de compression est donc :

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

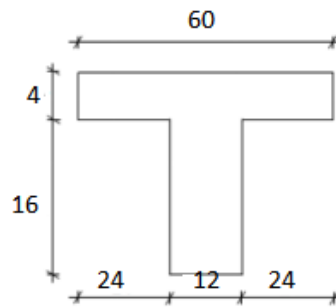


Figure 19 : Section de calcul.

3.2.2. Ferrailage de la dalle de compression

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

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

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

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

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

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

Armatures perpendiculaires aux nervures :

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

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} \Rightarrow A_{\perp} = 0,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\emptyset \leq 6 \text{ mm} \quad \Rightarrow \quad f_e = 400 \text{ MPa}$$

On prendra $\emptyset = 6 \text{ mm}$

Choix des armatures :

$$5\emptyset 6/\text{ml} \Rightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(e = 20 cm).

Armatures parallèles aux nervures :

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

Choix des armatures :

$$5\emptyset 6/\text{ml} \Rightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

e = 20 cm.

Donc : Le treillis soudé adopté est : TS Ø 6 (200x200) mm².

Evaluation de la charge :

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

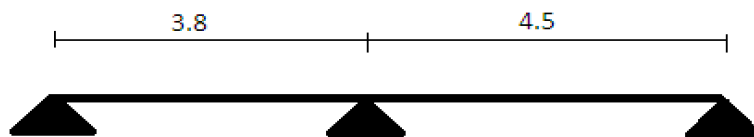
Etat limite de service : $q_s = (G + Q) \times b$

Tableau 9 : Evaluation des charges.

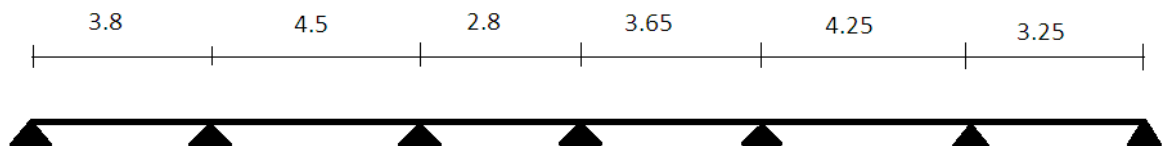
Type de plancher	Destinations	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	(b) [m]	Q _u [KN/ml]	Q _s [KN/ml]
Terrasse	Inaccessible	6.02	1,00	0,6	5.7762	4.212
Etage courant	Habitation	5.04	1,50	0,6	5.4324	3.924

Types de poutrelles :

Type 01 :



Type 02 :



3.2.3. Méthode de calcul

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

- Méthode forfaitaire pour les plancher à charges d'exploitation modérée :

[B A E L 91/B.6.2 ,21]

- Méthode Caquot pour les planchers à charges d'exploitation relativement élevée :

[B A E L 91/B.6.2 ,22]

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

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

Si les quatre conditions sont vérifiées, on appliquera la méthode forfaitaire.

Si une ou plus des quatre conditions n'est pas vérifiée, on appliquera la méthode de Caquot minoré.

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Type 01:

Plancher terrasse :

$Q = 100 \text{ daN/m}^2$ pour plancher terrasse.

Donc $Q = 100 \text{ daN/m}^2 < \max (2G ; 500)$ Condition vérifiée

Les moments d'inerties sont constants. Condition vérifiée

$0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{4.5}{3.8} = 1.18 \leq 1.25$ Condition vérifiée

La fissuration est peu nuisible Condition vérifiée

Type 02:

Plancher terrasse :

$Q = 100 \text{ daN/m}^2$ pour plancher terrasse.

Donc $Q = 100 \text{ daN/m}^2 < \max (2G ; 500)$ condition vérifiée

Les moments d'inerties sont constants. Condition vérifiée

$0.8 \leq \frac{l_{i+1}}{l_i} = \frac{3.65}{2.8} = 1.30 \leq 1.25$ Condition non vérifiée

La fissuration est peu nuisible Condition vérifiée

Conclusion :

La méthode forfaitaire est applicable pour le type 01.

La méthode Caquot minoré est applicable pour le type 02.

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

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

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

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

α : Coefficient ;

P : La surcharge d'exploitation non pondérée et

G : La charge permanente non pondérée.

Moment en travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \times \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max}[(1 + 0.3\alpha); 1.05] \times M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) \times M_0 \\ M_t \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) \times M_0 \end{array} \right.$$

Moment en appuis :

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

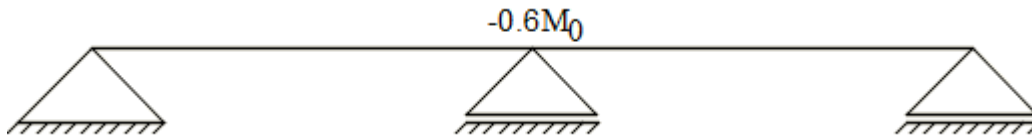


Figure 20 : schéma statique et diagramme des moments de la poutrelle type

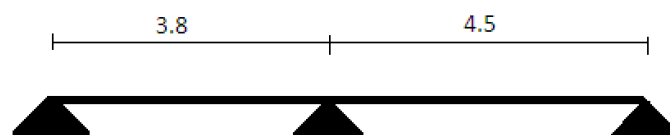
01

Méthode Caquot :

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui a l'avantage de libérer le projeteur de toute résolution de système d'équation linéaire. En effet, l'auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.

Application de la méthode forfaitaire (Planche Terrassé et étage courant) :

Type 01 :



Application de la méthode de caquot (Planche Terrassé et étage courant) :

Type 02 :

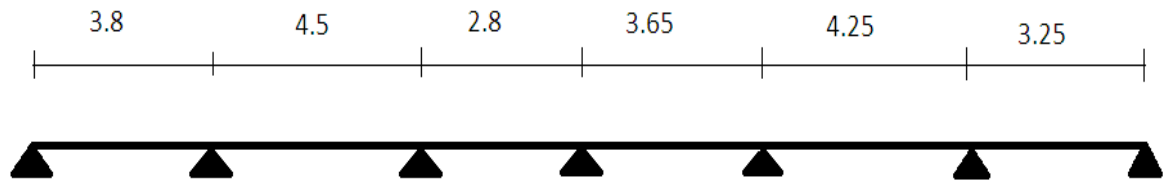


Tableau 10 : récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant de la terras.

Moment en appuis [KN.m]		Effort tranchant [KN]		Moment en travées [KN.m]	
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
-9.32	-7.29	13.53	12.99	14.62	12.56

Tableau 11 : récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant de l'étage courante

Moment en appuis [KN.m]		Effort tranchant [KN]		Moment en travées [KN.m]	
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
-8.76	-6.62	12.77	12.22	13.75	11.63

3.2.4. Détermination des armatures :

En travée :

État limite ultime (E.L.U) :

$$A = 2.3 \text{ cm}^2$$

État limite de service (E.L.S):

$$A = 2.1 \text{ cm}^2$$

On prendre 3T10 De $A = 2.35 \text{ cm}^2$

En Appui :

État limite ultime (E.L.U) :

$$A = 1.4 \text{ cm}^2$$

État limite de service (E.L.S):

$$A = 1.2 \text{ cm}^2$$

On prendre 2T10 De $A = 1.57 \text{ cm}^2$

Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour (σ_s)

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

3.2.5. Calcul des armatures transversales

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

$$T_u^{\max} = 14.94 \text{ KN}$$

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

[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u \leq 0.28 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 19 \Rightarrow a = 17.1 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 14940 \text{ N} \leq 0.28 \times 17.1 \times 12 \times 25 \times 100 = 143640 \text{ N}$$

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

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

[CBA93/A.5.1.3.2.1]

On doit vérifier que :

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

$$A_{\text{inf}} \geq \frac{1.15}{400} \left[14940 + \frac{8770}{0.9 \times 19} \right] \times 10^{-2} = 0.44 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

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

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{14940}{12 \times 19 \times 100} = 0.65 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

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

- Diamètre des armatures transversales :

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

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

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

Tableau 12 : Tableau récapitulatif pour le choix des armatures en travée et appuis.

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

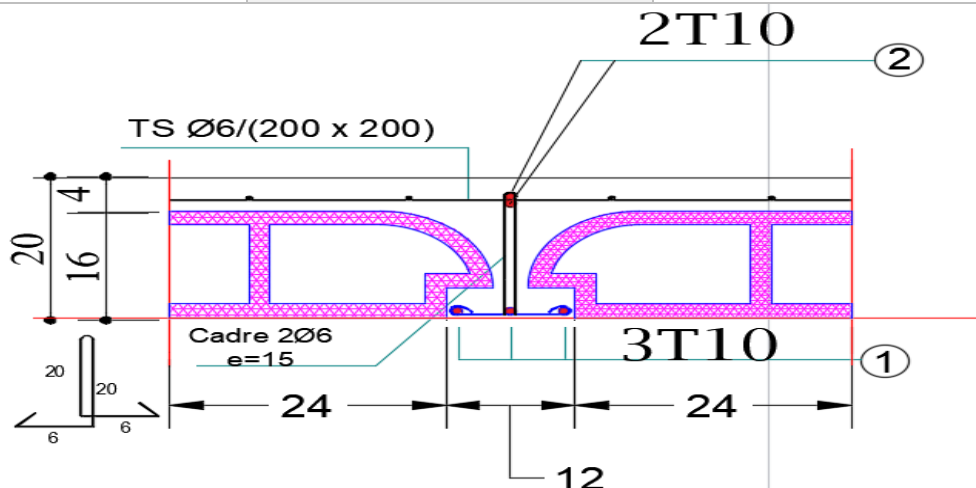


Figure 21 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

3.2.6. Vérification de la flèche :

Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :

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

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0.04 < 0.063$ Avec : $l = 4.5$ m (la plus grande portée) \Rightarrow condition non vérifiée.

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

$$M_0^s = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{3924 \times 4.5^2}{8} = 9932.625 \text{ N.m} \quad \text{avec : } M_t^s = \text{le moment max en travée}$$

$$\Rightarrow 0.04 < \frac{1}{10} \left(\frac{6620}{9932.625} \right) = 0.066 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_s^t}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 19} = 0.0103 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0178 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Une des trois conditions est vérifiée \Rightarrow Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

3.3. Dalle pleine

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

3.3.1. Méthode de calcul

La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et du type de chargement.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$$

- Si La charge est uniformément répartie → La dalle porte suivant une seule direction.
- $0.4 \leq \rho \leq 1$
- Si La charge est uniformément répartie → La dalle porte suivant deux directions.
- Si On a une charge concentrée → La dalle porte suivant deux directions quel que soit la valeur de p.

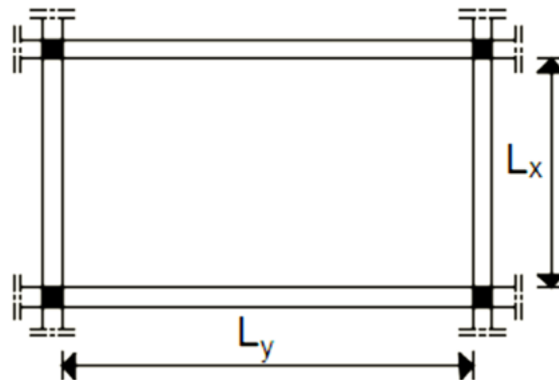


Figure 22 : Dimensions d'un panneau de dalle.

Les panneaux de dalle de notre structure portent suivant deux directions (voir chapitre. II) et leur calcul se fera en flexion simple.

- Diamètre des armatures :

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

[Pratique du BAEL 91-14.5].

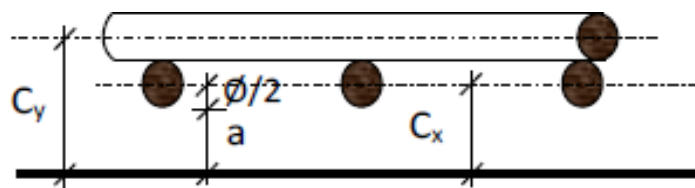


Figure 23 : Enrobage de dalle pleine.

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

$$\phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prendra } \phi = 10 \text{ mm.}$$

Calcul de l'enrobage :

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

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

Hauteurs utiles :

$$d_x = h_d - C_x = 15 - 1.5 = 13.5 \text{ cm} \quad d_y = h_d - C_y = 15 - 2.5 = 12.5 \text{ cm}$$

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

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

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

3.3.2. Etude des planchers dalle pleine

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{420}{578} = 0.72$$

si $0.4 < p < 1$ Donc la dalle portent en deux sens.

D'après le tableau :

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

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9395 \end{cases}$$

Evaluation des charges :

$$G = 5.04 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

Combinaison d'action :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{ml} = (1.35 \times 5.04 + 1.5 \times 1.5) \times 1\text{ml} = 9.054 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml} = (5.04 + 1.5) \times 1\text{ml} = 6.54 \text{ KN/m}^2$$

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

ELU :

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

$$\begin{cases} M_x = 0.0401 \times 9.054 \times 4.2^2 = 6.404 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.9092 \times 6.404 = 5.822 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS:

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

$$\begin{cases} M_x = 0.0474 \times 6.54 \times 4.2^2 = 5.468 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.9395 \times 5.468 = 5.137 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La réduction des moments :

ELU :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 6.404 = 4.803 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 5.822 = 4.366 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 6.404 = 3.202 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 5.822 = 2.911 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 5.468 = 4.101 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 5.137 = 3.852 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 5.468 = 2.734 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 5.137 = 2.568 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau 13 : récapitulatif des moments fléchissant ; efforts tranchant de la dalle pleine.

Sens xx :

		ELU		ELS	
Planchers	Sens	M _{appuis} [KN.m]	M _{travées} [KN.m]	M _{appuis} [KN.m]	M _{travées} [KN.m]
RDC	Sens X-X	-3.202	4.803	-2.734	4.101
	Sens Y-Y	-2.911	4.366	-2.568	3.852

En travée :

$$M_{tx}^u = 4.803 \text{ KN.m}$$

- Calcul des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{4.803 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13.5^2} = 0.018 < 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.018}) = 0.022$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.022 = 0.912$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{4.803 \times 10^3}{0.912 \times 348 \times 13.5} = 1.12 \text{ cm}^2$$

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

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

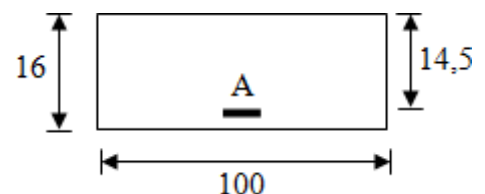


Figure 24 : Section de calcul en travée (x-x).

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A = 1.2 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Espacement maximal des armatures :

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

Choix des armatures :

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

$$\text{T}10 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

$$M_{\text{tx}}^{\text{ser}} = 4.101 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A' ≠ ∅

$$\text{Avec : } y = \frac{M_{\text{tx}}^u}{M_{\text{tx}}^{\text{ser}}} = \frac{4803}{4101} = 1.17$$

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

$$\alpha = 0.022 \leq \frac{1.17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour (σ_s)
$$\Rightarrow \text{Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$
En appuis :

$$M_{\text{ax}}^u = 3.202 \text{ KN.m}$$

Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{3.202 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13.5^2} = 0.012 < 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012}) = 0.015$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.015 = 0.94$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{3.202 \times 10^3}{0.94 \times 348 \times 13.5} = 0.72 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : [CBA91/A4.2.1] 4416.12

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

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A = 1.2 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

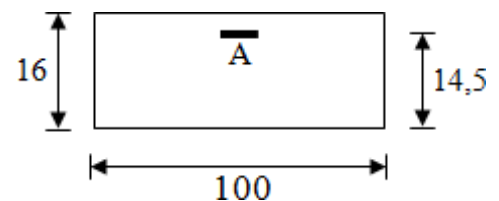
Espacement maximal des armatures :

Figure 25 : Section de calcul en appuis (x-x).

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

Choix des armatures :

$$5T10 \rightarrow 3.93 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$10 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

$$\begin{array}{l}
 \text{Flexion simple} \\
 \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \end{array}} \right\}
 \begin{array}{l}
 M_{ax}^{ser} = 2.734 \text{ KN.m} \\
 \Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28}
 \end{array}$$

Avec : $y = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{3202}{2734} = 1.17$

$$\alpha = 0.015 \leq \frac{1.17 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.35 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

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

Sens yy :

En travée :

$$M_{ty}^u = 4.366 \text{ KN.m}$$

Calcul des ferrailages :

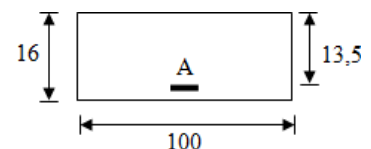
$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{4.366 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 12.5^2} = 0.019 < 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.019}) = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.025 = 0.99$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{4.366 \times 10^3}{0.99 \times 348 \times 12.5} = 1.01 \text{ cm}^2$$



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

Figure 26 : Section de calcul en travée (y-y).

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

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 1.2 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Espacement maximal des armatures :

Ecartement des armatures :

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

Choix des armatures :

$$5T10 \rightarrow 3.93 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$10 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } A' \neq \emptyset \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_{ty}^{ser} = 3.852 \text{ KN.m} \\ \Rightarrow \alpha \leq \frac{y-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} \end{array}$$

$$\text{Avec : } y = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}} = \frac{4366}{3852} = 1.13$$

$$\alpha = 0.025 \leq \frac{1.13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.315 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

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

En appuis :

$$M_{ay}^u = 2.911 \text{ KN.m}$$

Calcul des ferrillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{2.911 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 12.5^2} = 0.164 < 0.392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas :}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.164}) = 0.225$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.225 = 0.91$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{2.911 \times 10^3}{0.91 \times 348 \times 12.5} = 0.73 \text{ cm}^2$$

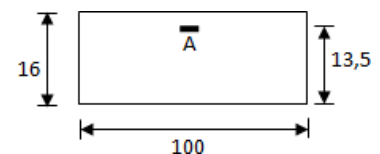


Figure 27 : : Section de calcul en appuis (y-y).

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

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

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A = 1.2 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

Espacement maximal des armatures :

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

Choix des armatures :

$$5T10 \rightarrow 3.93 \text{ cm}^2/\text{mL}$$

$$10 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

Vérification à l'ELS :

$$M_{ay}^{ser} = 2.568 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

Section rectangulaire avec A'z

$$\text{Avec : } y = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^{ser}} = \frac{2911}{2568} = 1.13$$

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

$$\alpha = 0.225 \leq \frac{1.13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.315 \Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

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

Fissuration peu nuisible

Aucune vérification pour (σ_s)

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

3.3.3. Vérification des contraintes de cisaillement : [CBA93/A.5.2.2]

Le panneau le plus sollicité est le panneau (8) :

T_u max:

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

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

$$T_x^u = \frac{9.054 \times 4.2}{2} \times \frac{5.78^4}{5.78^4 + 4.2^4} \Rightarrow T_x^u = 14.86 \text{ KN/ml}$$

$$T_y^u = \frac{9.054 \times 5.78}{2} \times \frac{4.2^4}{5.78^4 + 4.2^4} \Rightarrow T_y^u = 5.79 \text{ KN/ml}$$

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}, T_y^{\max}) \Rightarrow T^{\max} = 14.86 \text{ KN/ml}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1486 \times 10}{100 \times 13.5 \times 100} = 0.11 \text{ MPa}$$

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

$$\tau_u = 0.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa}$$

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

Vérification de la flèche :

Condition de la flèche :

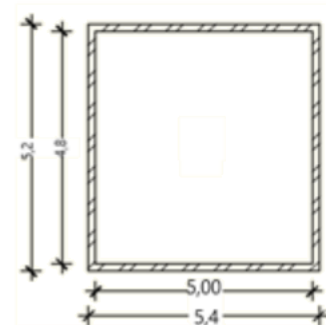


Figure 28 : Panneau (8).

$$-\frac{h}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20M_x^{ser}} \Rightarrow \frac{0.15}{4.2} = 0.035 < \frac{4101}{20 \times 3852} = 0.053 \Rightarrow$$

condition n'est pas vérifiée.

$$-\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 13.5} = 0.0029 < \frac{2}{400} = 0.005 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

\Rightarrow Une des deux conditions est pas vérifiée, Le calcul de la flèche est nécessaire.

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

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

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

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

g : charge permanente après mise en place des cloisons.

$$g = G \times 1 = 504 \times 1 = 504 \text{ daN/ml}$$

$$j : \text{charge permanente avant mise en place des cloisons, } j = (504 - 100) = 404 \text{ daN/ml}$$

$$p : \text{charge totale ; } p = (G + Q) \times 1 = (504 + 150) \times 1 = 654 \text{ daN/ml}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$M_{tg}^{ser} = 0.75 \times M_{tx}^g = 0.75 \times \mu_{xser} \times g \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0479 \times 504 \times 4.2^2$$

$$M_{tg}^{ser} = 319.39 \text{ daN/ml} = 3.19 \text{ KN/ml}$$

$$M_{tj}^{ser} = 0.75 \times M_{tx}^j = 0.75 \times \mu_{xser} \times j \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0479 \times 404 \times 4.2^2$$

$$M_{tj}^{ser} = 256.02 \text{ daN/ml} = 2.56 \text{ KN/ml}$$

$$M_{tp}^{ser} = 0.75 \times M_{tx}^p = 0.75 \times \mu_{xser} \times p \times l_x^2 = 0.75 \times 0.0479 \times 654 \times 4.2^2$$

$$M_{tp}^{ser} = 414.45 \text{ daN/ml} = 4.14 \text{ KN/ml}$$

Module de déformation longitudinale :

Module de déformation longitudinale instantanée :

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

Module de déformation longitudinale différée :

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

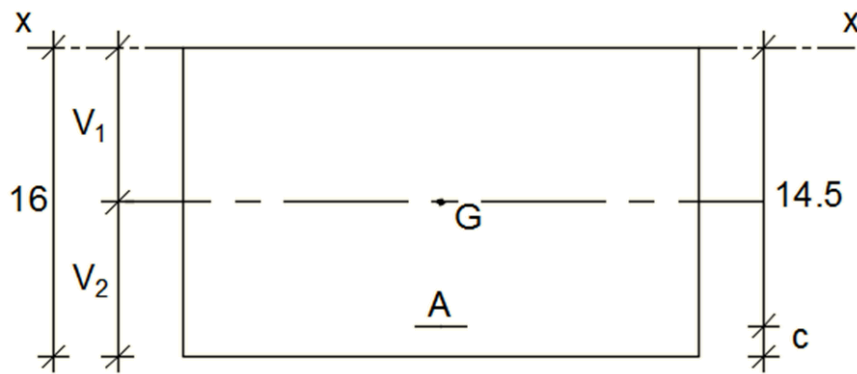
Calcul des moments inertie fictifs :

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

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

Coordonnées du centre de gravité :

Figure 29 : Coordonnée de centre de gravité.



$$V_1 = \frac{b \times h \times \frac{h}{2} + n \times A \times d}{b \times h + n \times A} = \frac{100 \times 15 \times \frac{15}{2} + 14 \times 3.93 \times 13.5}{100 \times 15 + 14 \times 3.93} = 7.71 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.71 = 7.29 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 100 \times \frac{7.71^3}{3} + \frac{7.29^3}{3} + 15 \times 3.93 \times (7.29 - 1.5)^2 = 17382.47 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

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

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

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b \times d} = 100 \times \frac{3.93}{100 \times 13.5} = 0.291 \text{ tableau } \rightarrow \beta_1 = 0.917$$

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

$$\sigma_s^g = \frac{M_t^g}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{3193.9}{3.93 \times 0.917 \times 13.5} = 65.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{2560.2}{3.93 \times 0.917 \times 13.5} = 52.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{4144.5}{3.93 \times 0.917 \times 13.5} = 85.19 \text{ MPa}$$

a) Calcul de : μ_g ; μ_j et μ_p :

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,00291 \times 65.65 + 2.1} = -0.28$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,00291 \times 52.62 + 2.1} = -0.35$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0,00291 \times 85.19 + 2.1} = -0.018$$

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

Moments d'inerties fictifs :

Avec :

I_f : Moment d'inertie fictif.

λ_i : Pour les déformations instantanées.

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.00271} = 7.74$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.00271} = 3.09$$

$$I_{fg}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 17382.74}{1 + 7.75 \times 0} = 19121.01 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 17382.74}{1 + 3.10 \times 0} = 19121.01 \text{ cm}^4$$

$$I_{fj}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 17382.74}{1 + 7.75 \times 0} = 19121.01 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 17382.74}{1 + 7.75 \times 0} = 19121,01 \text{ cm}^4$$

Calcul des flèches partielles :

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{3193.9 \times 4.2^2 \times 10^4}{10 \times 10818.87 \times 19121.01} = 0.27 \text{ cm}$$

$$f_g^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{3193.9 \times 4.2^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 19121.01} = 0.09 \text{ cm}$$

$$f_j^i = \frac{M_t^j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{2560.2 \times 4.2^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 19121.01} = 0.073 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{4144.5 \times 4.2^2 \times 10^4}{10 \times 32164,2 \times 1912.01} = 0.11 \text{ cm}$$

La flèche totale :

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

$$\Delta_{ft} = (0.27 - 0.073) + (0.11 - 0.09)$$

$$\Delta_{ft} = 0.222 \text{ cm}$$

La flèche admissible :

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

$$\bar{f} = \frac{1}{500} = \frac{480}{520} = 0.96$$

$f = 0,202 \text{ cm} < \bar{f} = 0.96 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

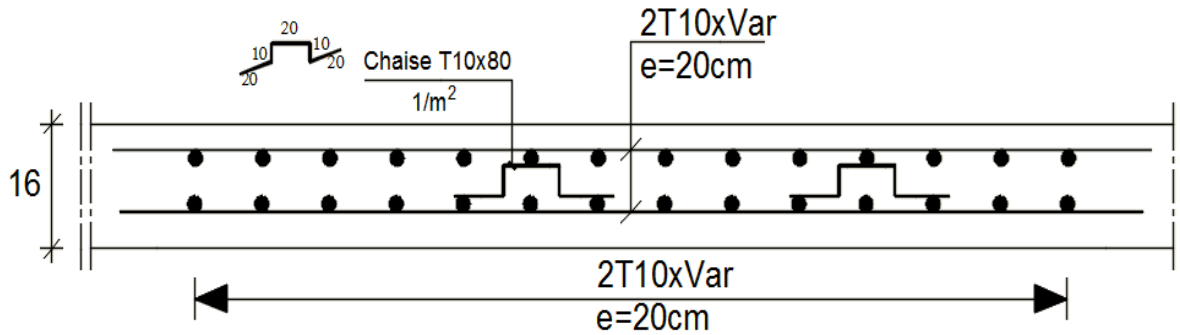


Figure 30 : Ferrailage de la dalle pleine.

Chapitre 04 : Etude des éléments non structuraux

4.1. Introduction

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

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

- Acrotère
- Balcon
- Escalier
- Ascenseur

4.2. Étude d'acrotère

4.2.1. Définition

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

4.2.2. L'acrotère

Cet acrotère est encastré à sa base : Le calcul s'effectue pour une bande 1 mètre de largeur ; Le ferrailage sera déterminé en flexion composée et la fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

4.2.3. Calcul des sollicitations

Charge permanente :

$$G = \gamma_b \times S$$

Avec γ_b : poids volumique de béton

S : surface de l'acrotère

$$S_1 = 0.60 \times 0.15 = 0.09 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 0.08 \times 0.15 = 0.012 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \frac{0.02 \times 0.15}{2} = 0.0015 \text{ m}^2$$

$$S = 0.1035 \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$G = 0.1035 \times 25 = 2.95 \text{ KN}$$

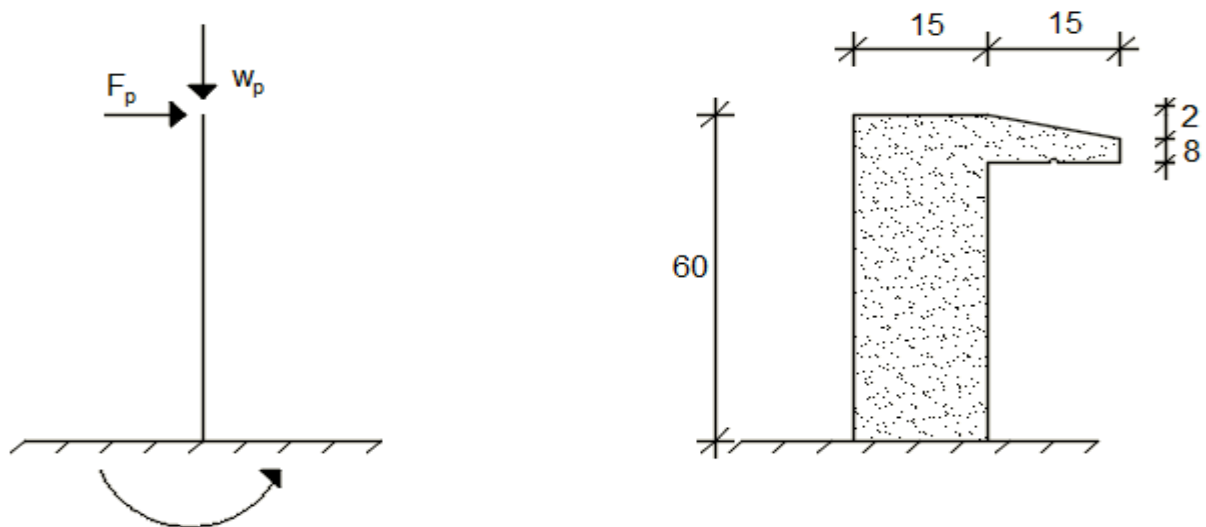


Figure 31 : Schéma statique de l'acrotère et leur coupe transversal.

Charge d'exploitation :

$$Q = 0.6 \text{ kg/ml}$$

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

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

$$A = 0.15$$

Coefficient d'accélération de la zone IIa.

$$W_p = 1.6875 \text{ kg/ml}$$

Poids de l'acrotère.

$$C_p = 0.8 \text{ KN}$$

Facteur de la force horizontale.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.59 = 1.24 \text{ kg/ml}$$

$$P = \max(1.24 \text{ KN} ; 1 \text{ KN}) \quad P = 1.24 \text{ KN}$$

Le calcul se fait pour une bande de 0.6 ml.

4.2.4. Calcul des moments fléchissant et l'effort tranchant

ELU :

$$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2.59 = 3.49 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1.24 \times 0.6 = 1.12 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 0.6 \times 1.5 = 0.9 \text{ KN}$$

ELS :

$$N_s = G = 2.59 \text{ KN}$$

$$M_s = F_p \times h = 1.24 \times 0.6 = 0.75 \text{ KN.m}$$

$$T_s = 0.6 \text{ KN}$$

4.2.5. Calcul de ferrailage

Le ferrailage se fera comme une console qui travaille en flexion composée. Le calcul se fera à l'ELU et les vérifications à l'ELS.

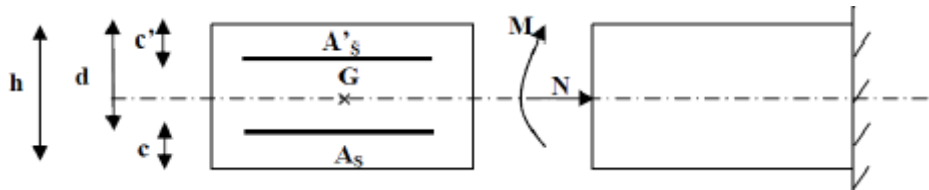


Figure 32 : Section rectangulaire soumise à la flexion composée.

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

ELU : Détermination de l'excentricité eu :

$$eu = \frac{M}{N} = \frac{1.12}{3.49} = 0.32 \text{ m}$$

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

L'effort de compression est appliqué à l'extérieur de la section de béton \Rightarrow la section est partiellement comprimée. Le calcul d'une section partiellement comprimée revient au calcul en flexion simple de la même section avec un moment M_L par rapport aux armatures tendues.

4.2.6. Calcul en flexion simple

Moment fictif :

$$M_1 = N_V \times \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 3.49 \times \left(0.32 + \frac{0.15}{2} - 0.02 \right) = 1.308 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

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

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{13.087 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13^2} = 0.0545$$

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

Armatures fictives :

$$\mu = 0.0545$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.0545)}) = 0.070$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.070 = 0.997$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{13.087 \times 10^3}{0.993 \times 348 \times 13} = 0.29 \text{ cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

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

Condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12 \times \frac{25}{400} = 1.04 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : $A_s = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) = \max(0.190 ; 1.04) = 1.04 \text{ cm}^2$

Soit : 4T10 = 3.14 cm² avec un espacement St = 15 cm/ml

Les armatures des répartitions :

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

Soit : 4T8 = 2.01 cm² avec un espacement St = 15 cm/ml

4.2.7. Vérifications à l'ELU :

Condition de non fragilité :

(BAEL99/Art A.4.21) par définition de cet article en cas de flexion composée en introduisant (M et N)

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

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \Rightarrow A_t = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211)

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

$$T_u = -1.24 \times 1.5 = -1.86 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.86 \times 10^3}{100 \times 100 \times 13} = 0.014 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Vérification d'adhérence des barres : (BAEL99/ Art A 6.1,3)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 - d \sum u}$$

$\sum u$: Somme des périmètres utiles des barres.

ψ : Barres de haute adhérence.

$$\sum u = 4 \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.06 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{-1.5 \times 10^3}{0.9 - 90 \times 10.06} = 1.244 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = 1.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_{sz} = 1.244 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 1.89 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.24} = 24.69 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } l_s = 25 \text{ cm}$$

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 0.8 \times 25 = 20 \text{ cm}$$

Vérification des espacements des barres : (Art A.4.5 ,33 BAEL99)

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) = \min(20 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = 15 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.2.8. Vérification à l'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme étant fissurations préjudiciables.

$$N_s = 2.59 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.75 \text{ KN.m}$$

$$T_s = 0.6 \text{ KN}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 50 \times y_1^2 + 47.1 \times y_1 - 635.85$$

$$y_1 = 3.13$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y^3}{12} + 15 \times (A \times (d - y^2)) = \frac{100 \times 3.13^3}{12} + 12 \times (3.14 \times (8 - 3.06)) = 6087.13 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{486}{6087.13} \times 3.13 = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.25 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = 197 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = \frac{15 \times 486}{6087.13} \times (13 - 3.13) = 25.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 25.55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 197 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)**, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad [\text{R.P.A99_V2003}]$$

A : Coefficient d'accélération de la zone IIa.

C_p : Facteur de fore horizontale variant entre 0.3 et 0.8

$C_p = 0.8$ (élément en console)

W_p : Poids de l'acrotère.

$$W_p = 4.68 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Alors : } F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 4.68 = 2.24 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 2.24 \text{ KN/ml} < Q = 2.244 \text{ KN/ml}$$

Condition vérifiée.

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique F_p , d'où le ferrailage adopté précédemment reste convenable.

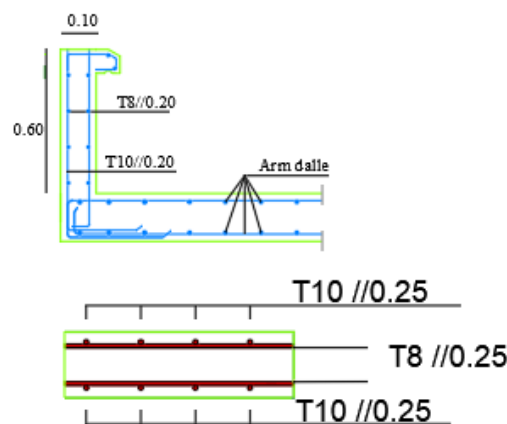


Figure 33 : schémas de ferrailage d'acrotère.

4.3. Étude des balcons

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

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

Notre ouvrage comporte un types de balcon : dalle pleine assimilée à une console de portée de $L=0,70$ m.

4.3.1. Epaisseur de balcon

Isolation acoustique : $e \geq 12$ cm

$$e \geq \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

On prend : $e = 15$ cm

4.3.2. Détermination des charges

Charge permanente :

Pour une bande de 1m de largeur : $\bar{G} = G \times 1 = 4,91$ KN/mL

Charges d'exploitations :

Surcharge : $Q = 3,5 \times 1 = 3,5$ KN/m

Calcul de la charge dûe au poids du mur :

La charge due au poids du mur sur le balcon:

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur:

$$e = 30\text{cm}$$

$$G_m = (0,90 + 0,30 + 2 \times 18 \times 0,015) = 1,74 \text{ KN/m}$$

Hauteur du mur:

$$h = 1.2 \text{ m}$$

$$P = 1,74 \times 1.2 = 2,09\text{KN}$$

$$P = 2.09 \text{ KN}$$

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

Le balcon sera calculé en flexion simple.

Combinaison de charge :

$$q_u = 1.35 \times 4.91 + 1.5 \times 3.5 = 11.878 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1.35 \times 2.09 = 2.82 \text{ KN}$$

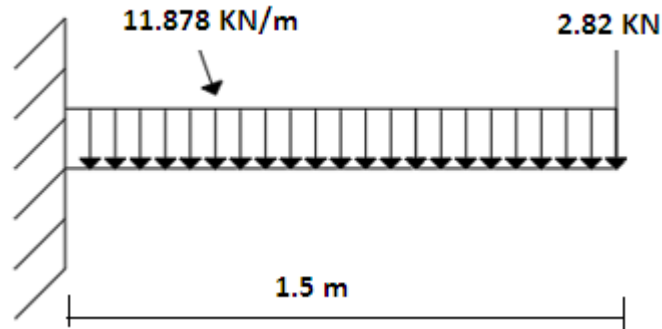


Figure 34 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

Calcul des efforts internes :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} + p_u \times l = \frac{11.878 \times 1.2^2}{2} + 2.82 \times 1.2 = 11.936 \text{ kN.m}$$

$$T_u = -q_u \times l - p_u = -11.878 \times 1.2 - 2.82 = -14.698 \text{ kN}$$

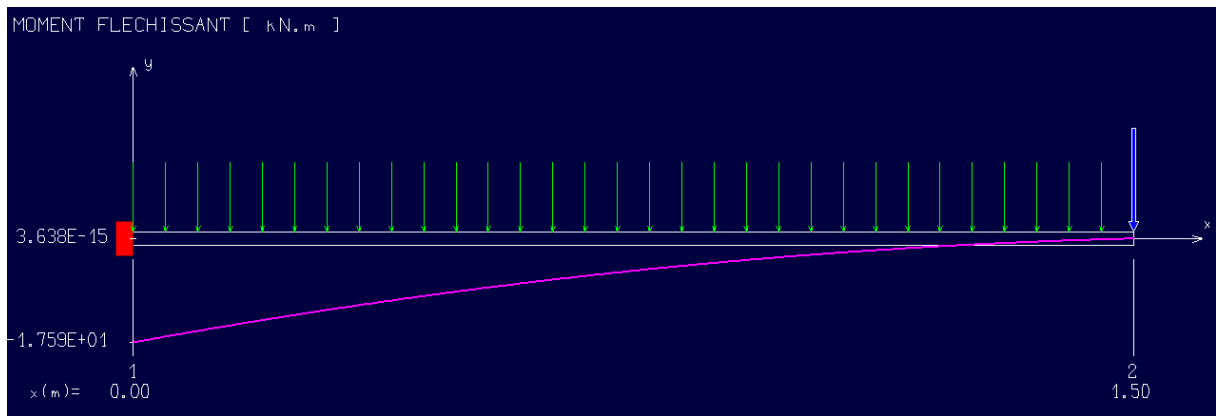


Figure 35 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

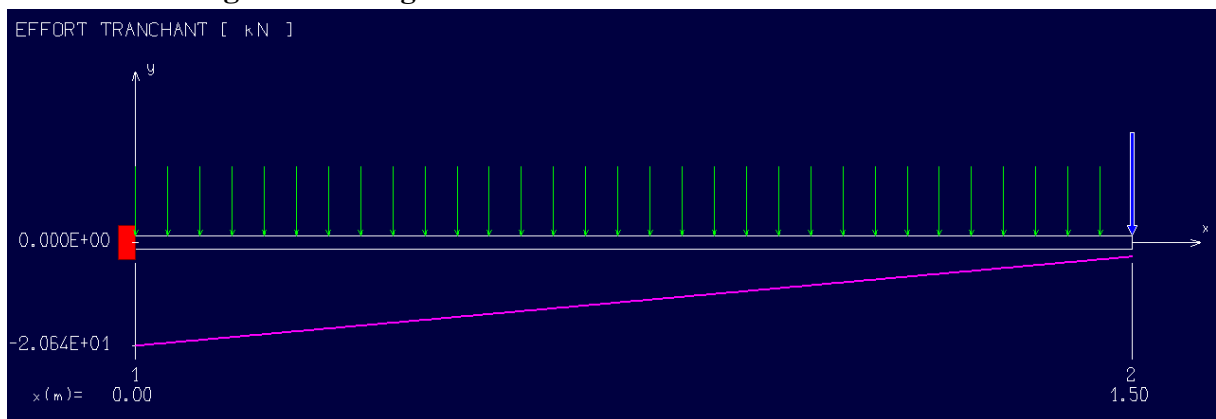


Figure 36 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

4.3.4. Calcul à l'ELU

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \\ d = 13 \text{ cm} \\ c = 2 \text{ cm} \end{cases}$$

Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{11.936 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.049$$

$\mu < \mu_1$ $0.049 < 0.254$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.049}) = 0.063$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.063 = 0.975$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11.79 \times 10^3}{0.975 \times 13 \times 348} = 2.68 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T12 = 4.52 cm² avec un espacement St = 25 cm/ml

Armatures de répartition :

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

Soit : 4T10 = 3.14 cm² avec un espacement St = 25 cm/ml

4.3.5. Vérifications à l'ELU**Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1).**

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

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 :

$$T_u = 14.698 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 0.15 \times \frac{25}{1.5} = 2.5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{14.698 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.113 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

Vérification d'adhérence des barres :(BAEL91/ Art 6.1, 3)

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 0.6 \times \psi \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \times \Sigma u}$$

$\psi = 1.5$: Barres de haute adhérence.

Σu : Somme des périmètres utiles des barres.

$$\Sigma u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times 3.14 \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.698 \times 10^3}{0.9 \times 130 \times 75.4} = 1.66 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 0.6 \times 1.5 \times 2.1 = 15.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.66 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 15.12 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)

Armatures longitudinales :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 235}{4 \times 2.835} = 24.86 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 25 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (**art A.6.1.253 BAEL 99**).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 25 = 10 \text{ cm}$$

Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \tau_{se}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{se} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.4 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{1.2 \times 235}{4 \times 2.835} = 24.86 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 25 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (**art A.6.1.253 BAEL 99**).

$$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 25 = 10 \text{ cm}$$

Espacement des barres :

Armatures longitudinales :

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(92 ; 40 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 40 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Armature transversale :

$$s_t \leq \min(4h ; l_s) = \min(92 ; 35 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

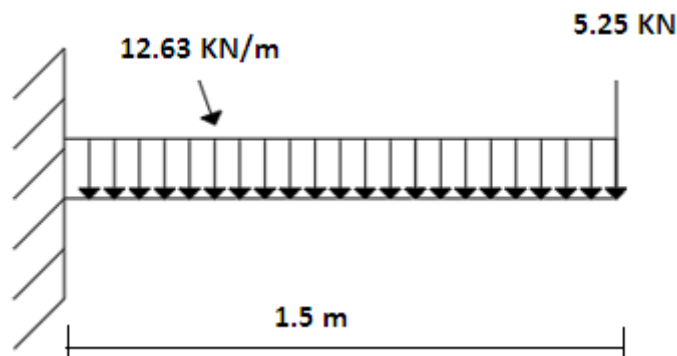
$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 35 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

4.3.6. Calcul à l'ELS**Combinaison de charge :**

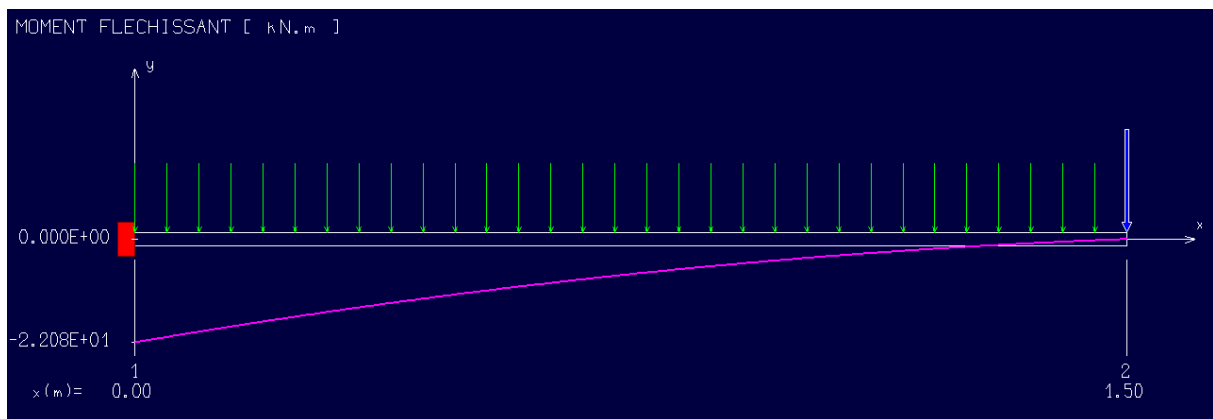
$$q_{\text{ser}} = (G + Q) \times l = (4.92 + 3.5) \times 1.5 = 12.63 \text{ KN/ml}$$

$$g_{\text{ser}} = g \times l = 3.5 \times 1.5 = 5.25 \text{ KN}$$

Figure 37 : Schéma statique de calcul à l'ELS.**Calcul des efforts internes :**

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} \times l^2}{2} + p_{\text{ser}} \times l = \frac{12.63 \times 1.5^2}{2} + 5.25 \times 1.5 = 22.083 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -q_{\text{ser}} \times l - p_{\text{ser}} = -12.63 \times 1.5 - 5.25 = -24.195 \text{ KN}$$

**Figure 38 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.**

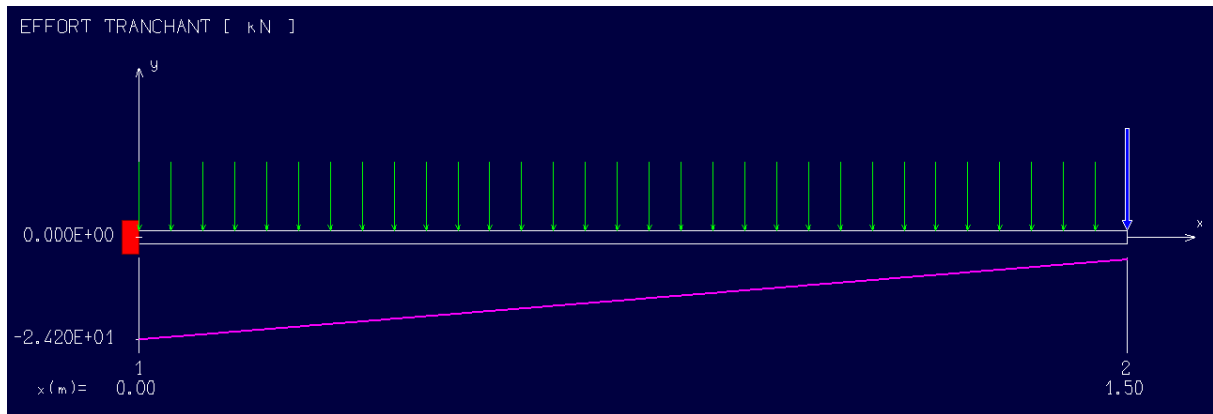


Figure 39 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_{\text{coh}} \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 67.8 \times yl - 881.4$$

$$yl = 3.57 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 3.06^2}{3} + 15 \times (3.14 \times (13 - 3.57)^2)$$

$$I = 7545.74 \text{ cm}^4$$

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

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times yl = \frac{22.083}{7545.74} \times 3.57 = 10.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.97 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(266.67; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 22.083}{7545.74} \times (13 - 3.57) = 165.76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 165.76 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

Etat limite de déformation: (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_{\text{ser}}}$$

$$\frac{A}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.2} = 0.1 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right.$$

Condition vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.2} = 0.1 \\ \frac{M_{ser}}{10 \times M_{ser}} = \frac{22.083}{10 \times 22.083} = 0.1 \end{array} \right.$$

Condition vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.00348 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right.$$

Condition vérifiée.

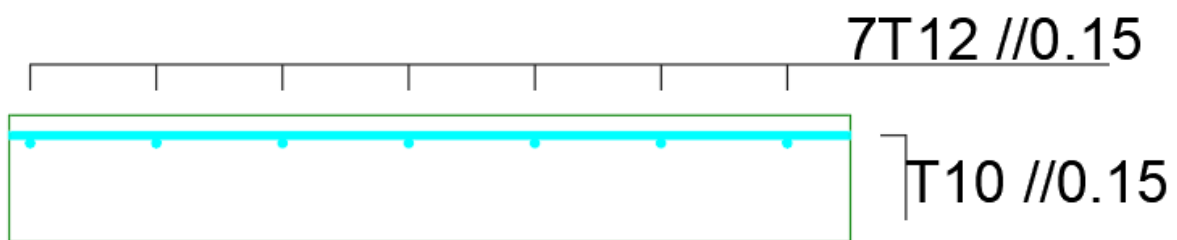


Figure 40 : Plan de ferrailage des balcons.

4.4. Etude des escaliers

4.4.1. Définition

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

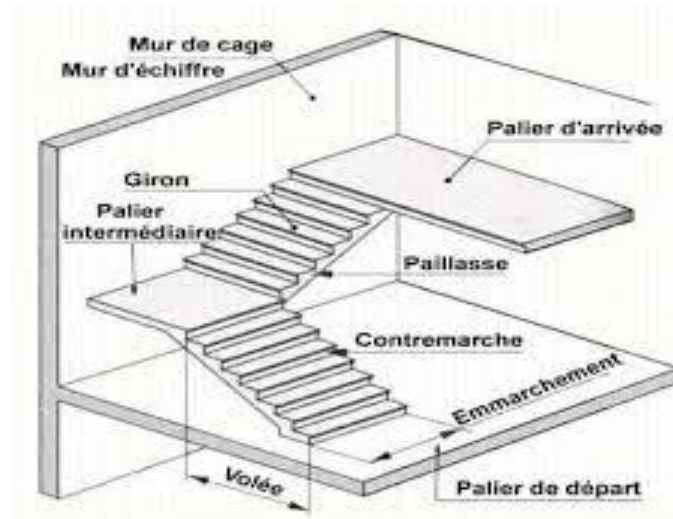


Figure 41 : Vue en plan de la cage d'escaliers.

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

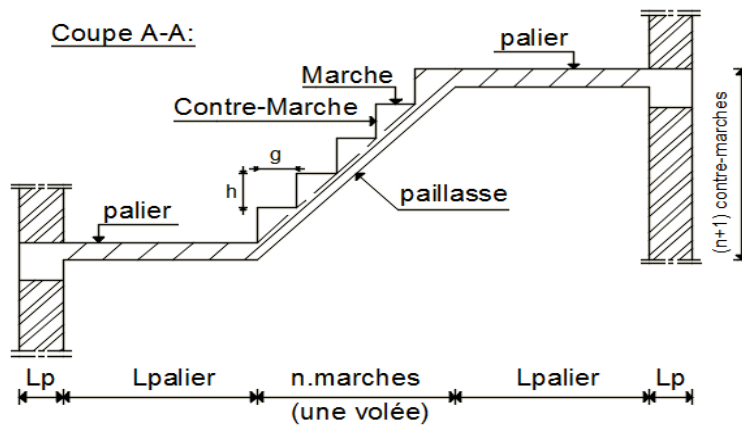


Figure 42 : Coupe sur la cage d'escaliers.

Emmarchement : Longueur de la marche.

g : Giron (largueur d'une marche).

h : Hauteur d'une marche.

Mur d'échiffre : Mur qui limite l'escalier.

Paillasse : Plafond qui monte sous les marches.

Contremarche : La partie verticale d'une marche.

Jour : L'espace entre deux volées en projection horizontale.

Collet : Le bord qui limite l'escalier du côté du jour.

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

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

Palier de repos : Partie horizontale d'un escalier entre 2 volées et Palier d'arrivée (Palier d'étage).

Dans notre projet, on a un seul type d'escalier :

Escalier à 3 volées avec 2 paliers intermédiaires.

4.4.2. Schéma d'escalier

Prédimensionnement :

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

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

$$h = 17\text{cm} ; g = 30\text{cm}.$$

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

$59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64\text{cm} \leq 66 \text{ cm} ;$ (Condition vérifiée).

Contre marches :

NC: nombre des contre marches.

$$Nc = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ Contre marche}$$

n= N-1: nombre des marche par v

On aura 19 contre marche 10 Contre marche pour La 1ere volées n=9

9 Contre marche pour La 2 em volées n=8

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

La longueur de la paillasse :

$$L=1.8 \text{ m}$$

Escalier a marche porteuse : $ep2 = 6\text{cm}$.

Conclusion :

On a un type de schéma statique :

- type : Escalier à marche porteuses, les marches sont mono encastré dans un voile.

Descente de charges :

$$ep = 6\text{cm}$$

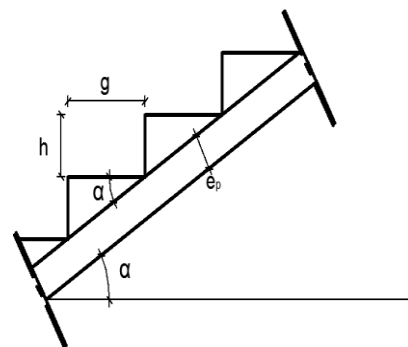


Figure 43 : coupe sur paillasse.

4.4.3. Descente des charges

1er type : (Escalier à paillasse avec un seul palier)

Tableau 14 : Les charges de marche porteuse.

Matériaux	EP(m)	P(KN/m ²)	G(KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	/	/	0.31
Revêtement en marbre vertical		1.04	0.18
Poids propre des marches	0.154	25	1.15
Enduit au ciment	/	/	0.11
Charges permanentes :			1.75
Charges d'exploitation : 2.5*0.3			0.75

E.L.U :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) = (1,35 * 1,75 + 1,5 * 0,75) = 3,49 \text{ KN/m}^2.$$

E.L.S :

$$q_{ser} = (G + Q) = (1,75 + 0,75) = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Combinaisons fondamentales :

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

$$q_{3u} = 1,35G_3 + 1,5Q_3 = 1,35 \times 1,75 + 1,5 \times 0,75 = 3,49 \text{ KN/mL.}$$

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

$$q_{3ser} = G_3 + Q_1 = 1,75 + 0,75 = 2,5 \text{ KN/mL.}$$

4.4.4. Calcul du ferrailage

Marches porteuses : Type 01:

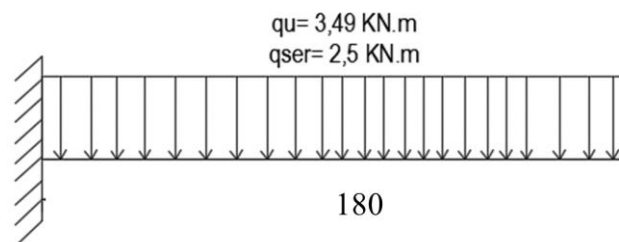


Figure 44 : Schéma statique de la marche porteuse.

État limite ultime (E.L.U.) :

$$q_3^u = 3,49 \text{ KN/mL}$$

$$M_u = \frac{q_3^u \times L^2}{2} = \frac{3,49 \times 1,80^2}{2} = 5,6538 \text{ KN.m}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5,653 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13,5^2} = 0,021$$

$$\mu = 0,021 < \mu L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,026$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,989$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{5653}{348 \times 0,989 \times 13,5} = 1,21 \text{ cm}^2$$

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 0,49 \text{ cm/ml}$$

$$A_u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_u = 1,21 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$3T10 \rightarrow A = 2,36 \text{ cm}^2$$

État limite de service (E.L.S.) :

$$\text{(E.L.S.) : } q_{3\text{ser}} = 2,50 \text{ KN/mL}$$

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{3\text{ser}} \times L^2}{2} = \frac{2,5 \times 1,80^2}{2} = 4,05 \text{ KN.m}$$

Flexion simple Section rectangulaire avec $\bar{\alpha}$ Acier FeE400 \Rightarrow

$$\alpha \leq (\gamma - 1)/2 + F_{c28}/100 \rightarrow \sigma_b \leq (\sigma_b)^- = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec: } \gamma = M_u/M_{\text{ser}} = 5,653/4,05 = 1,37b$$

$$\alpha = 0,016 \leq (1,37 - 1)/2 + 25/100 = 0,435 \rightarrow \sigma_b \leq (\sigma_b)^- = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow (\sigma_b)^- = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$$

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

Calcul des armatures transversales :

$$T_{\text{max}} = q_u \times l = 3,49 \times 1,8 = 6,282 \text{ KN.}$$

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

[CBA93/A.5.1.3]

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

$$\text{Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 13,5 \Rightarrow a = 12,15 \text{ cm}$$

$$T^{\text{max}} = 4190 \text{ N} \leq 0,267 \times 12,156 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 20025 \text{ N}$$

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

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures : [CBA93/A. 5. 1. 3. 2. 1].

$$A_L \geq \gamma_s / f_e T_u + M_u / 0,9d$$

$$A_L = 2,36 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} 4190 - \frac{5653}{0,9 \times 13,5} .10 - 2 = 0,25 \text{ cm}$$

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

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne : [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1]

Fissuration peut nuisible :

$$(\tau_u)^- = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right] = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,1 \text{ MPa} < (\tau_u)^- = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

Section et écartement des armatures transversales A_t : [Article BAEL91/4.2.]

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right)$$

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{15,4}{35}; \frac{30}{10}; 1 \right) = 0.44 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 6 \text{mm}$ de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow 2\phi_6$ $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$.

Espacement des armatures transversales :

$K = 1$ et $\alpha = 90^\circ$ (flexion simple)

$$\delta t_1 \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 12,15 \text{ cm.}$$

$$\delta t_2 \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 b \cdot \sin \alpha} = \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 30 \cdot \sin 90^\circ} = 19 \text{ cm.}$$

$$\frac{A_t}{b \cdot \delta t_3} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \times k}{0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Donc :

$$\delta t_3 \leq \frac{A_t \times 0,8 f_e}{b (\tau_u - 0,3 f_{tj})} = \frac{0,57 \times 0,8 \times 400}{30 (0,1 - 0,3 \times 2,1)} =$$

-11,47 cm. Valeur rejetée

Conclusion :

$$\delta t \leq \min (\delta t_1 ; \delta t_2 ; \delta t_3) = 11,7 \text{ cm.}$$

On adopte $\delta t = 15 \text{ cm}$

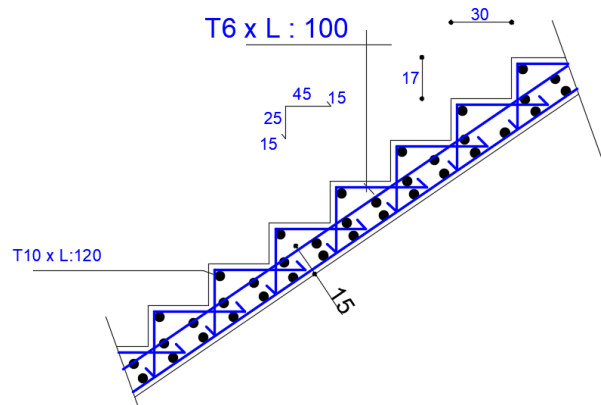


Figure 45 : Ferrailage des marches porteuses.

Chapitre 05 : Etude dynamique.

5.1. Introduction

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

5.2. Choix de la méthode de calcul

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/ version 2003** prévoit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

5.2.1. Méthode statique équivalente

Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :
Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le **RPA (Art 4.1.2)** en plus de la hauteur énoncée en a). Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

Conclusion :

La méthode statique équivalente Elle n'est pas applicable.

5.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

Principe de la méthode dynamique modale :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90.

5.3. Méthode d'analyse modale spectrale

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.

Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

Détermination des paramètres du spectre de réponse :

Coefficient d'accélération A :

Zone II, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya MOSTAGANEM : **RPA 99 version 2003**) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : $A = 0.15$

Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le **tableau 4.3 R.P.A99/v2003** en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans **l'article 3.4 du R.P.A99/2003**

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R = 3.5$

Facteur de qualité Q :

Régularité en plan :

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée
- Perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.
- La structure a une forme compacte, et le rapport :
 - Longueur / largeur = $\frac{27}{27.81} = 0.97 < 4$
 - Donc le critère est observé $p_q = 0$

Régularité en élévation :

La structure est classée régulièrement en élévation $p_q = 0$

Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc : $p_q = 0.05$

Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : $p_q = 0.10$

Tableau 15 : Pénalités du facteur de qualité.

Q : Facteur de qualité, défini par : $Q = 1 \pm \sum_1^6 p_q$

Critère « q »	p_q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00
2. Redondance en plan	0.00
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
Σ	0.20

$$Q_x = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.20$$

$$Q_y = 1 + 0.05 + 0.05 + 0.1 = 1.20$$

Facteur de correction d'amortissement "η" :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donné par le **tableau [4.2] des RPA99/Version 2003**.

Nous avons un contreventement mixte voiles-portiques donc on prend $\xi = 7\%$

D'où : $\eta = 0.882 \geq 0.7$

Période T1 et T2 du site considérée S3 :

$$T_1 = 0.15 \text{ s}$$

$$T_2 = 0.40 \text{ s}$$

Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (**RPA 99V2 003, page 45**)

$$S_a/g = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ S} \end{cases}$$

Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$ELU = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$G + Q \mp E$$

$$0.8 \times G \mp E$$

Estimation de la période fondamentale de la structure :

On a donc :

$$T = \min \begin{cases} T = 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N \end{cases}$$

h_N : Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau [4.6] des RPA99/Version2003**.

$C_T = 0.05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T . Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3.0 \text{ S} \end{cases}$$

Avec : $T_2 = 0.40 \text{ s}$: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau [4.7] des RPA99/Version 2003**.

$$h_N = 31.2 \text{ m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$d_x = 26.95 \text{ m}$$

$$d_y = 27.76 \text{ m}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0.05 \times 31.2^{3/4} = 0.66 \text{ s} \text{ Dans les deux directions.}$$

$$T_x = \min(0.66 ; 0.54) = 0.54 \text{ s}$$

$$T_y = \min(0.66 ; 0.53) = 0.53 \text{ s}$$

$$0 < T_x \text{ et } T_y < T_2 \quad \text{Donc } D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.40}{0.54}\right)^{2/3} = 1.803 \text{ s}$$

$$D_y = D = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{0.40}{0.53}\right)^{2/3} = 1.821 \text{ s}$$

$$T = \max(0.53 ; 0.54) = 0.54 \text{ s}$$

5.4. Poids total de la structure

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure. W

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation. Q_i W

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le **tableau [4.5]. Des RPA99/Version 2003**.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau 6.2 présent les masses calculé le Robot.

$$w_i = 46296,68 \text{ KN}$$

5.5. Modélisation de la structure

5.5.1. Position des voiles

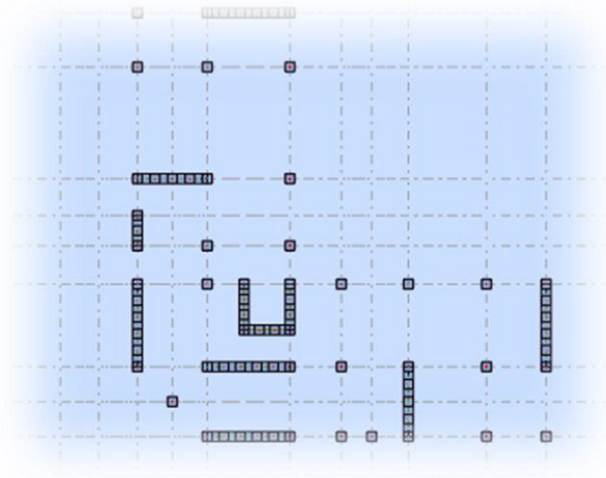


Figure 46 : Disposition des voiles.

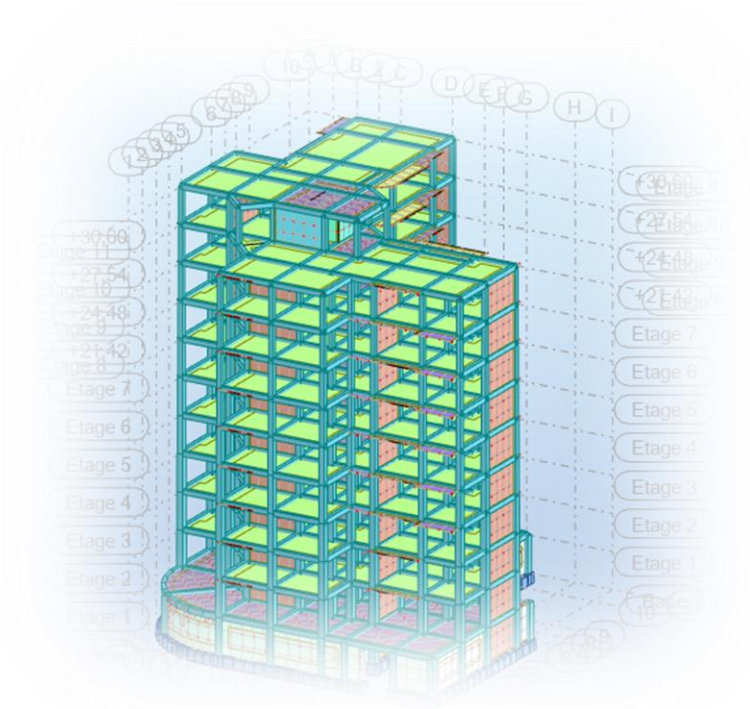


Figure 47 : Vue de la structure modélisée.

5.6. Calcul de la force sismique totale

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles **RPA99/Version 2003 (tableau [4-1])** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R : facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.

W : poids total de la structure.

D : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux).

$$V_x = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.803 \times 1.2}{3.5} \times 46296,68 = 4292.89 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.821 \times 1.2}{3.5} \times 46296,68 = 4335.75 \text{ KN}$$

5.7. Résultats de calcul

Tableau 16 : Taux de participation modale.

Mode	Période(s)	Facteur de participation massique			
		U_x	U_y	U_x	U_y
1	0,65	56,91	0,06	56,91	0,06
2	0,63	56,92	59,07	0,01	59,01
3	0,51	58,84	59,84	1,92	0,77
4	0,18	59,34	72,97	0,51	13,13
5	0,17	74,90	73,40	15,56	0,44
6	0,13	74,93	74,73	0,03	1,33
7	0,09	75,10	79,92	0,16	5,19
8	0,08	81,40	80,07	6,30	0,15
9	0,06	81,40	80,72	0,00	0,65
10	0,05	81,55	83,65	0,15	2,93

La somme de participation modale $\sum UX \geq 90\%$ et $\sum Uy \geq 90\%$ Condition non vérifiée.

Autre vérification :

Le nombre de mode a considèrer : $K \geq 3\sqrt{N} = 3\sqrt{10} = 9.49 \rightarrow K \geq 10$ mode

$$T_{10} = 0,05 \text{ s} \leq 0,20 \text{ s} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

D'après les résultats trouvés on constate que :

$$T_{emp} = 0.59 \text{ s} \quad T_{dyn} = 0.79 \text{ s}$$

Selon **RPA 99 V 2003** il faut que : $T_{emp} > 1.3 T_{dyn}$

Selon (x-x)

$$0.70 \text{ s} > 0.65 \text{ s} > 0.54 \text{ s} \quad \text{condition vérifiée}$$

Selon (y-y)

$$0.69 \text{ s} > 0.63 \text{ s} > 0.53 \text{ s} \quad \text{condition vérifiée}$$

- Le 1^{er} mode de vibration est une translation suivant l'axe (x-x).
- Le 2^{ème} est mode de translation suivant l'axe (y-y).
- Le 3^{ème} est un mode en torsion.

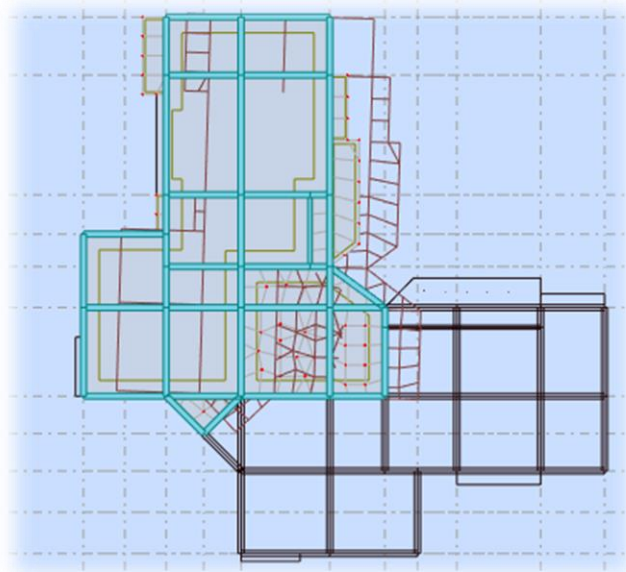


Figure 48 : Translation suivant l'axe (x-x) du 1er mode de vibration.

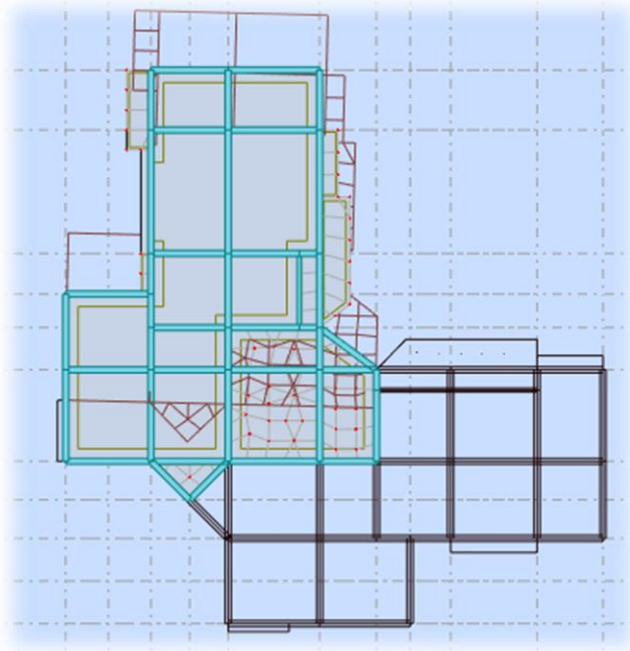


Figure 49 : Le 2^{ème} est un mode de translation suivant l'axe (y-y).

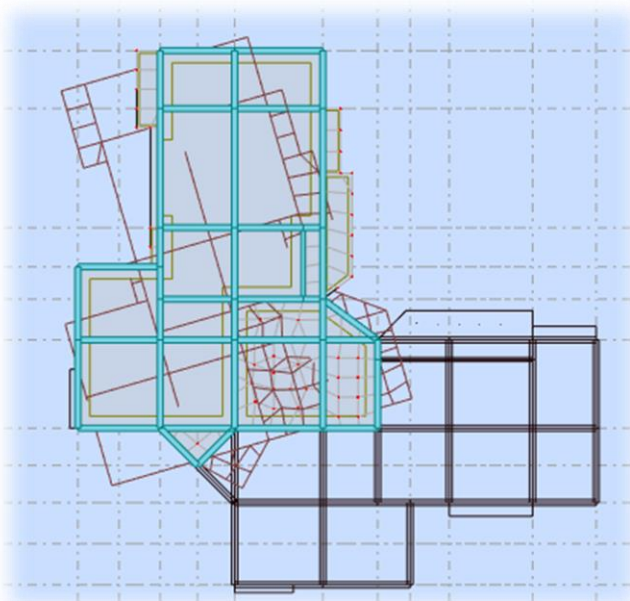


Figure 50 : Le 3^{ème} est une torsion.

5.8. Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le **RPA99/2003** par la formule suivante : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Le RPA exige que la résultante des forces sismique calculées par la méthode modale spectrale doit être supérieure ou égale à 80% des force sismique calculées par la méthode statique équivalente $V_{Statique}$ correspondant à la période fondamentale donnée par la formule empirique (T_{emp}).

Résultat donné par le logiciel « ROBOT » est donné par le Tableau ci-dessous:

Tableau 17 : les forces sismiques des deux directions.

Sens	V_{st}	$0.8V_{st}$	V_{dyn}	$V_{dyn} \geq 0.8V_{st}$	COF
X	4292.89	3434.32	4936.63	C.V	0.696
Y	4335.48	3468.38	5120.93	C.V	0.677

5.9. Vérification des déplacements inter étage

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau 4.4

L'article 4.43 du RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le **RPA99/2003** comme suit : $\sigma_K = R \times \sigma_{eK}$

σ_K : est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure.

σ_{eK} : est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V.

R : est le coefficient de comportement (R = 3,5).

Tableau 18 : Vérification des déplacements inter-étages selon X et Y.

Etage	$\Delta_K^{dr x}$	$\Delta_K^{dr y}$
Sous-sol	0	0
RDC	0,3	0,3
1^{er}	0,4	0,4
2^{ème}	0,5	0,5
3^{ème}	0,6	0,6
4^{ème}	0,6	0,6
5^{ème}	0,7	0,6
6^{ème}	0,6	0,7
7^{ème}	0,7	0,5

8 ^{ème}	0,6	0,6
9 ^{ème}	0,7	0,6

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$\Delta_K \leq 1\% h_e$ $1\% h_e = 3.06$ cm, donc la condition est vérifiée

5.10. Vérification de l'effet $P - \Delta$:

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet $P - \Delta$ peuvent être négligés dans les cas des bâtiments si la

Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K}$$

- Si $0.10 < \theta_K < 0.20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{1-\theta_K}$.
- Si $\theta_K > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : Hauteur de l'étage 'K'.

Tableau 19 : Vérification de l'effet P Δ sens X-X et sens Y-Y.

Niveaux	P	Suivant (x-x)					Vérification	Suivant (y-y)				
		Δ	V	h	θ	Δ		V	h	θ	Vérification	
Sous-sol	46296,68	0	2975,61	306	0	OK	0	3066,27	306	0	OK	
RDC	38239,36	0,3	2946,21	306	0,012724676	OK	0,3	3039,18	306	0,01233542	OK	
1^{er}	33965,2	0,4	2856,21	306	0,015544709	OK	0,4	2952,44	306	0,01503806	OK	
2^{ème}	29834,5	0,5	2706,44	306	0,01801229	OK	0,5	2811,82	306	0,01733724	OK	
3^{ème}	25695,67	0,6	2521,16	306	0,019984319	OK	0,6	2629,46	306	0,01916122	OK	
4^{ème}	21652,67	0,6	2309,01	306	0,018387194	OK	0,6	2402,82	306	0,01766933	OK	
5^{ème}	17699,11	0,7	2060,23	306	0,019652252	OK	0,6	2136,13	306	0,01624627	OK	
6^{ème}	13794,37	0,6	1769,7	306	0,015283825	OK	0,7	1825,04	306	0,01729044	OK	
7^{ème}	9921,38	0,7	1436,83	306	0,015795861	OK	0,5	1456,95	306	0,01112695	OK	
8^{ème}	6122,05	0,6	1026,59	306	0,0116931	OK	0,6	1018,77	306	0,01178290	OK	
9^{ème}	2306,56	0,7	465,07	306	0,011345484	OK	0,6	469,89	306	0,00962495	OK	

Chapitre 06 : Etude des portique.

6.1. Introduction

Après l'achèvement de la modélisation de notre structure par le logiciel Robot, nous entament dans ce chapitre la détermination des sections d'aciers nécessaire à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Le ferrailage des éléments sera mené selon les règles de calculs du béton armé **C.B.A93, BAEL91, RPA99V2003**.

Robot permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les poutres noyées seront calculées en flexion simple. Les voiles seront calculées en flexion composée. Les planchers seront calculés en flexion simple.

6.2. Etude des poutres

6.2.1. Introduction

Les poutres sont des coutres incorporés dans les planchers dalle pleine, sont sollicité par un moment fléchissant et un effort tranchant, alors le calcul sera fait en flexion simple.

6.2.2. Les moments de la poutre

Les moments fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont pris depuis ROBOT :

6.2.3. Combinaisons d'actions

Selon B.A.E.L 91 :

Combinaisons fondamentales :

$$\begin{cases} \text{ELU: } 1.35G + 1.5Q \\ \text{ELS: } G + Q \end{cases}$$

Selon R.P.A 99/V2003 :

Combinaisons accidentelles :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.80G \pm E \end{cases}$$

6.2.4. Tableau des sollicitations

Tableau 20 : Les valeurs des moments de chaque niveau.

Poutres	M_{\max}^t (KN. m)			M_{\max}^a (KN. m)			T(KN)
	ELU	ELS	ACC	ELU	ELS	ACC	
/							
PP	89.64	65.43	189.89	153.12	111.76	208.24	98.77 98.57
PS	53.01	38.41	82.56	80.96	58.52	107.66	109.57 98.76
PN	4.23	3.09	3.56	5.56	4.08	5.69	70.98 83.97

6.2.5. Poutre Principales

Ferrailage longitudinal :

En travée :

Calcul des ferrailages :

ELU :

$$M_t^u = 89.64 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{89.64 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 40.5^2} = 0.128 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.128}) = 0.172$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.203 = 0.931$$

$$A_s = \frac{M_t^u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{89.64 \times 10^3}{0.931 \times 348 \times 40.5} = 6.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2 * \text{HA } 14 + 2 * \text{HA } 16 = 7.10 \text{ cm}^2$$

ACC :

$$M_t^a = 189.89 \text{ KN. m}$$

$$\mu = \frac{M_t^a}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{189.89 \times 10^3}{30 \times 18.48 \times 40.5^2} = 0.209 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.212}) = 0.296$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.296 = 0.882$$

$$A_s = \frac{M_t^a}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{189.89 \times 10^3}{0.882 \times 400 \times 40.5} = 13.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 6 * \text{HA } 16 + 2 * \text{HA } 12 = 14.33 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :**Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2 < A_s = 7.10 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

RPA :

$$A_{RPA} = 0.5\% \times b \times d = 0.005 \times 30 \times 40.5 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 6.75 \text{ cm}^2 < A_s = 14.33 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Vérification à l'ELS :

$$M_t^s = 65.43 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Acier FeE 400} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{89.64}{65.43} = 1.37$$

Avec :

$$\frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.172 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

En appuis :**Calcul des ferrailages :****ELU :**

$$M_a^u = 153.12 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{153.12 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 40.5^2} = 0.219 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.219}) = 0.313$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.313 = 0.874$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{153.12 \times 10^3}{0.874 \times 348 \times 40.5} = 12.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2 * \text{HA } 16 + 6 * \text{HA } 14 = 13.26 \text{ cm}^2$$

ACC :

$$M_a^a = 208.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{208.24 \times 10^3}{30 \times 18.48 \times 40.5^2} = 0.229 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.229}) = 0.330$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.330 = 0.868$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{208.24 \times 10^3}{0.868 \times 400 \times 40.5} = 14.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3 * \text{HA } 16 + 6 * \text{HA } 14 = 15.27 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 40.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.47 \text{ cm}^2 < A_s = 15.27 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

RPA :

$$A_{RPA} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 6.75 \text{ cm}^2 < A_s = 15.27 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Vérification à l'ELS :

$$M_a^s = 111.76 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Acier FeE 400} \end{array} \right.$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{153.12}{111.76} = 1.37$$

Avec :

$$\frac{1.37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435 > \alpha = 0.313 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Ferrailage longitudinal :

Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

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

$$T_u = 146.86 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma b} = 0.2 \times \frac{30}{1.5} = 4 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \quad \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{146.86 \times 10^3}{300 \times 405} = 1.21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{\min} ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{45}{35} ; 1.4 ; \frac{30}{10} \right) = \min(1.3 ; 1.4 ; 3) = 1.3$$

$$\phi_t = 8$$

On prend : $\phi_t = 8$

$$\text{Soit : } A_t = 3 * HA 8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement :

Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(36.45 ; 40 \text{ cm}) = 36.45 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = \frac{1.51 \times 400}{0.4 \times 30} = 50.33 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 f_{tj})} = \frac{0.8 \times 1.51 \times 400}{30 \times (1.21 - 0.3 \times 2.1)} = 27.77 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) = 27.77 \text{ cm} \quad \text{On prend } S_t = 27 \text{ cm}$$

Selon le RPA/V2003 :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_1\right) = \min(11.25 ; 16.8) = 11.25 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S'_t \leq \frac{h}{2} = 22.5 \text{ cm}$$

D'armatures transversales minimales est donnée par :

$$\text{En zone nodale : } A_t = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 11.25 \times 30 = 1.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone courante : } A_t = 0.003 \times S'_t \times b = 0.003 \times 22.5 \times 30 = 2.03 \text{ cm}^2$$

Calcul de la longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \times \phi_{\max}$$

Tableau 21 : Récapitulatif Féralliage des poutres.

Type des poutres		Amin [cm ²]		Aca [cm ²]	Barres choisis	Aco [cm ²]	Longueur De Recouvrement [cm]
		B.A.E.L	R.P.A				
Poutres Principales (30×45)	Travées	1.47	6.75	13.29	6T16+2T12	14.33	56
	Appuis	1.47	6.75	14.81	6T14+3T16	15.27	64
Poutres Secondaires (30×40)	Travées	1.3	6	5.9	3T14+2T12	6.88	64
	Appuis	1.3	6	9	6T14	9.24	56
Poutre Noyée (20×24)	Travées	0.5	2.4	2.4	3T12	3.39	48
	Appuis	0.5	2.4	2.4	3T12	3.39	48

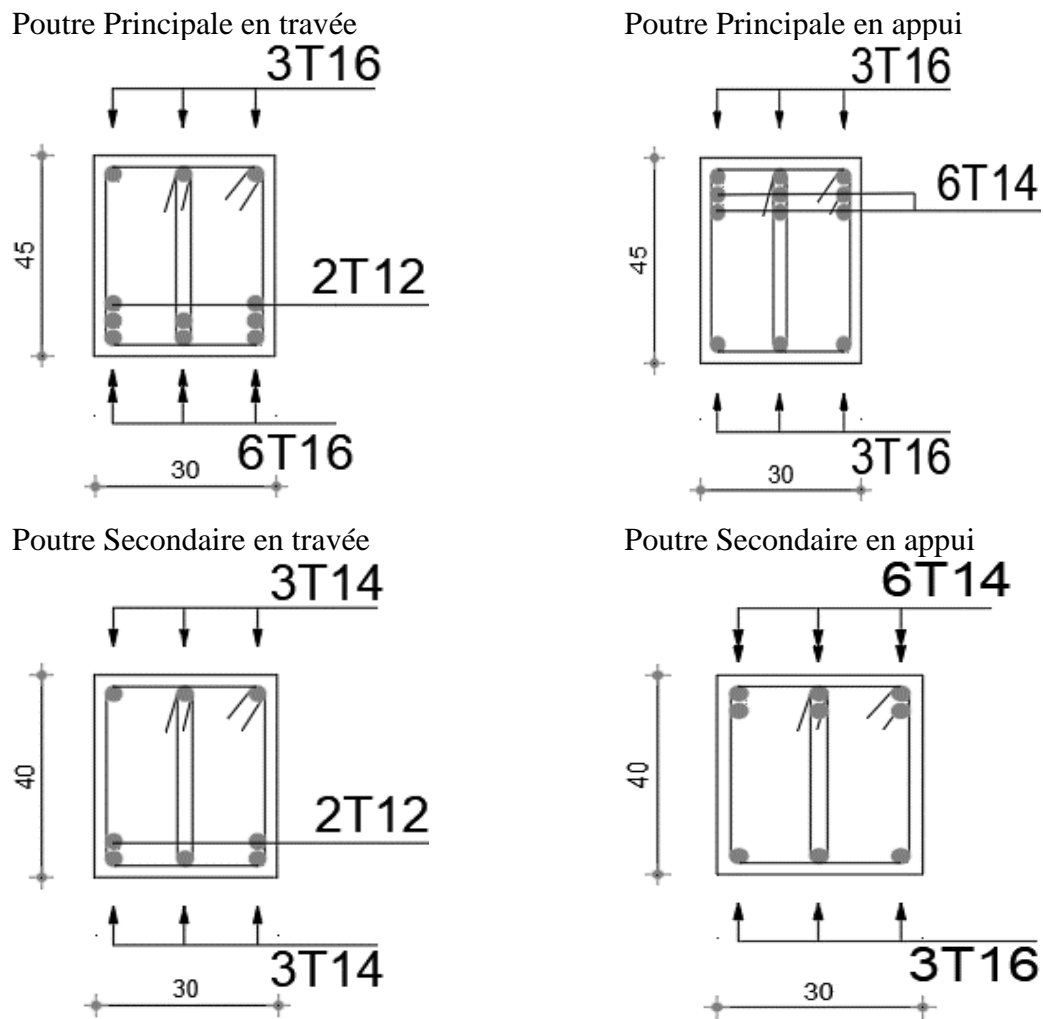


Figure 51 : Ferrailages des poutres principale et les poutres secondaire.

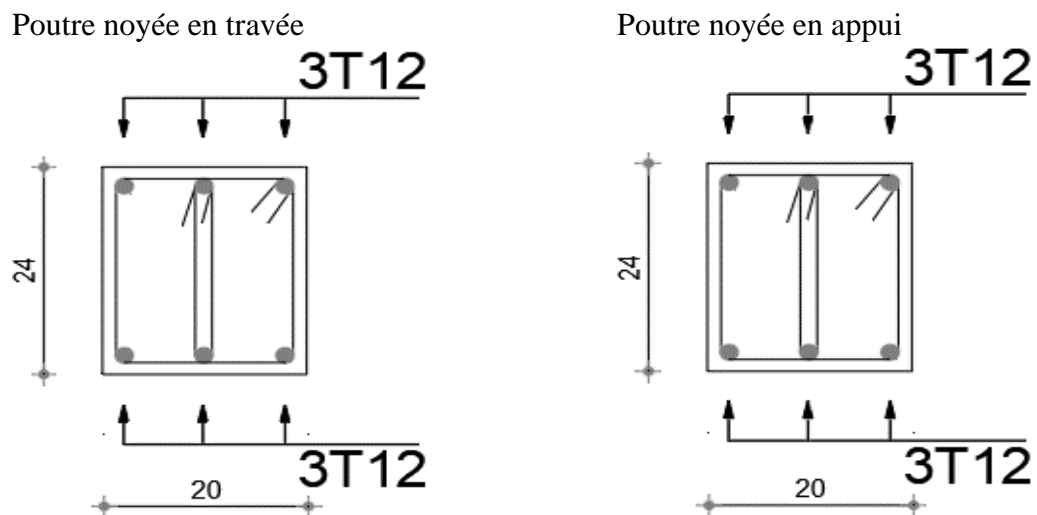


Figure 52 : Ferrailages de la poutre noyée.

6.3. Etude des poteaux

6.3.1. Leurs rôles

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau)

Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts Horizontaux :

- Effet du vent
- effet de la dissymétrie des charges
- Effet de changement de la température
- Effet des efforts sismiques

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal(N) et à deux moments fléchissant (M_y , M_z) (voir fig.6.5.).

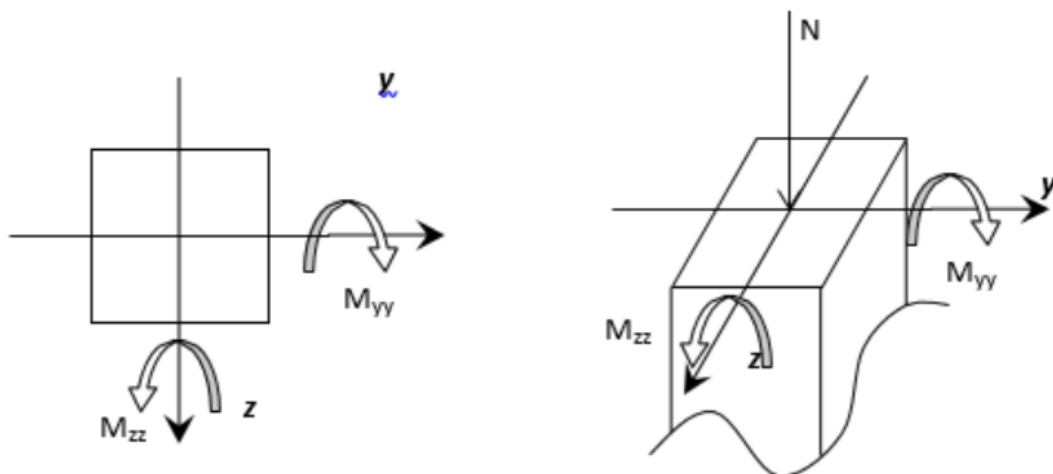


Figure 53 : Sollicitation sur les poteaux.

6.3.2. Combinaison de charges :

Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :

- $1,35G + 1,5Q$ Etat Limite ultime.
- $G + Q$ Etat Limite de service.

Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

- $0,8 \times G \pm E$
- $G + Q \pm E$

6.3.3. Les type de poteaux

Tableau 22 : récapitulatif des sections des poteaux.

Types	Niveaux	Section [cm ²]
1	Sous-sol RDC	(55 × 55)
2	1 ^{ème} - 2 ^{ème} étage	(50 × 50)
3	3 ^{ème} - 4 ^{ème} étage	(45 × 45)
4	5 ^{ème} - 6 ^{ème} étage	(40 × 40)
5	7 ^{ème} - 8 ^{ème} - 9 ^{ème} étage	(35 × 35)

Les sollicitations sont calculées à l'aide de logiciel ROBOT sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (1,35G+1,5Q) pour la situation durable et (G+Q±E) (0,8G±E) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003 /ART 5.2]

6.3.4. Exemple de calcul :

Ferrailage du poteau de section (70 X 70) cm² :

Les armatures longitudinales :

Situation durable et transitoire :

Etat limite ultime (E.L.U) :

Cas 1 :

$$N^{\max} = 2393.71 \text{ KN}$$

$$M_{zz}^{\text{cot}} = 14.75 \text{ KN.m}$$

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

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{14750}{2393710} = 0.0065 \text{ cm} < \frac{h}{12} = \frac{55}{12} = 4.58 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de}$$

compression est appliqué à l'intérieur de la section.

Vérification si on a une compression excentrée :

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

$$\frac{L_f}{h} = \frac{214.2}{55} = 3.89 \text{ cm} ; \text{Max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = \text{max} \left[15; 20 \times \frac{0.0065}{55} \right] = 15$$

$$\frac{L_f}{h} = 3.89 \leq \text{max} \left[15; 20 \frac{e_0}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée pour la}$$

détermination

Remarque :

Le calcul se fera en flexion composé en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.006$$

$$\begin{cases} e_a: \text{Excentricité additionnelle} \\ e_2: \text{Excentricité de second ordre} \end{cases}$$

Excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right] = \max \left[2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right] = 2 \text{ cm}$$

Excentricité du second ordre :

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{8.79}{8.79 + 1.93} = 0.82$$

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times [2 + \alpha \times \Phi]; \Phi = 2$$

$$e_2 = \frac{3 \times 214.2^2}{10^4 \times 55} \times [2 + 0.82 \times 2] = 0.91 \text{ cm}$$

$$M'_1 = 2393.71 \times (0.006 + 2 + 0.91) \times 10^{-2}$$

$$M'_1 = 69.80 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 2393.71 \text{ KN}$$

Position du point d'application de l'effort normal de compression N'_1 :

$$e'_0 = \frac{M'_1}{N'_1} = \frac{6980}{2393.71} = 2.92 \text{ cm} < \frac{h}{2} < \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

⇒ L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0.337 \times h - 0.81 \times C_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

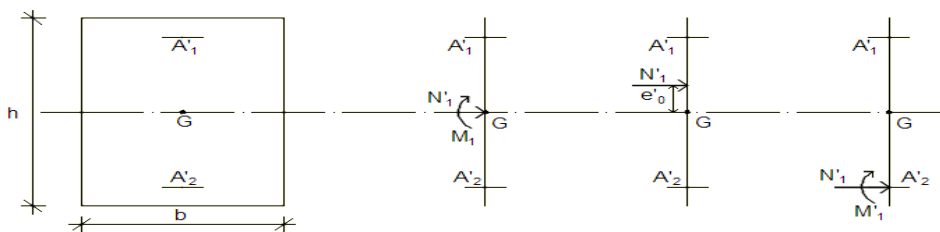


Figure 54 : Position de N'_1 , M'_1 et M_1 sur la section transversale.

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 69.80 + 2393.71 \times \left(0.495 - \frac{0.55}{2} \right)$$

$$M_1 = 541.97 \text{ KN}$$

$$(1) = (0.337 \times 55 - 0.81 \times 5) \times 14.2 \times 55 \times 55 = 622203.18 \text{ N.m}$$

$$(1) = 622.203 \text{ KN.m}$$

$$(2) = 2393.71 \times (0.495 - 0.05) - 541.97$$

$$(2) = 523.23 \text{ KN.m}$$

$$(1) = 622.203 \text{ KN.m} > (2) = 523.23 \text{ KN.m}$$

⇒ La section est partialement comprimée (S.P.C).

Calcul des armatures en flexion simple :

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{541.97 \times 10^3}{55 \times 14.2 \times 49.5^2} = 0,283 < 0.392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.283}) = 0.427$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.427 = 0,829$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{541.97 \times 10^3}{0.829 \times 348 \times 49.5} = 37.95 \text{ cm}^2$$

- On revient à la flexion composé (solicitation réelle).

$$A_{fc} = A_1 - \frac{N'_1}{1000 \times \sigma_s} = 37.95 - \frac{2393.71 \times 10^3}{100 \times 348} = -30.83 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{fc} = 0 \text{ cm}$$

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

$$e'_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{10.72 \times 10^2}{1731.73} = 0.62 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 9.16 \text{ cm} \Rightarrow \text{La section est entièrement}$$

comprimée et il nous faut vérifier que : $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28}$

$$b = 55 \text{ cm} ; h = 55 \text{ cm} ; c = 5 \text{ cm} ; d = 50 \text{ cm} \text{ et } A'_1 = A'_2 = 26.52 \text{ cm}^2$$

$$B_0 = b \times h + 15(A'_1 + A'_2) = 55 \times 55 + 15(26.52 \times 2) = 3820.6 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \times \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A'_1 \times d' + A'_2 \times d) \right]$$

$$V_1 = \frac{1}{3820.6} \times \left[\frac{55 \times 55^2}{2} + 15 \times (26.52 \times 7 + 26.52 \times 49.5) \right] = 27.65$$

$$V_2 = h - V_1 = 55 - 27.65 = 27.35 \text{ cm}$$

$$I_{xx'} = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times [A'_1 \times (V_1 - d')^2 + A'_2 \times (d - V_1)^2]$$

$$I_{xx'} = \frac{55}{3} \times (27.65^3 + 27.35^3) + 15 \times \left[\frac{26.52 \times (27.65 - 6.05)^2 + 26.52 \times (49.5 - 27.65)^2}{(49.5 - 27.65)^2} \right]$$

$$I_{xx'} = 1138136.38 \text{ cm}^4$$

$$M_G = M_{ser} - N_{ser} \times \left(\frac{h}{2} - V_1 \right) = 10.72 - 1731.73 \times \left(\frac{0.55}{2} - 0.2765 \right) = 13.32 \text{ KN.m}$$

Vérification exacte :

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{I_{xx'}}{[B + 15(A'_1 + A'_2)] \times V_2} = \frac{I_{xx'}}{B_0 \times V_2}$$

$$e_G = \frac{M_G}{N_G} = \frac{13.32 \times 100}{1731.73} = 0.77 \text{ cm}$$

$$\frac{I_{xx'}}{B_0 \times V_2} = \frac{1138136.38}{3820.6 \times 27.35} = 10.89 \text{ cm}$$

$e_G = 0.77 \text{ cm} < \frac{I_{xx'}}{B_0 \times V_2} = 10.89 \text{ cm} \Rightarrow \Rightarrow$ la section est entièrement comprimée (SEC).

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{B_0 \times 100} = \frac{1731730}{3820.6 \times 100} = 4.53 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx'}} = \frac{13.32 \times 100}{1138136.38} = 0.002$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K \times V_1 = 4.53 + 0.002 \times 27.65$$

$$\sigma_b^1 = 4.5 \text{ MPa} \leq \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisantes.

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{64.83 \times 100}{55 \times 100 \times 49.5} = 0.02 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u = 0.002 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisantes.

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L \max}}{3} = \frac{1.6}{3} = 0.53 \text{ cm} = 5.3 \text{ mm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

Espacement des armatures transversales :**Suivant les règles BAEL 91 :**

$$\delta_t = \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; (b + 10)\text{cm})$$

$$\Rightarrow \delta_t = 21 \text{ cm}$$

D'après les règles RPA 99 (version 2003) : (zone II)

- Zone nodale : $\delta_t \leq \min(10 \phi^{\min}; 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$

$$\delta_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante : $\delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 21 \text{ cm}$

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

Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{306}{55} = 5.56 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0,5\% \times b \times \delta_t = 0.005 \times 55 \times 21 = 5.78 \text{ cm}^2$$

Détermination de la zone nodale : [RPA99 V2003.Art 7.4.2.1 page 49]

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2.h \rightarrow L' = 2 \times 55 \rightarrow L' = 110 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right) = \max\left(\frac{306}{6}; 55; 55; 60\text{cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

Armatures minimales :

Selon BAEL.91/A.8.1.21 :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 49.5 \times \frac{2.1}{400} = 3.29 \text{ cm}^2$$

Longueur de recouvrement :

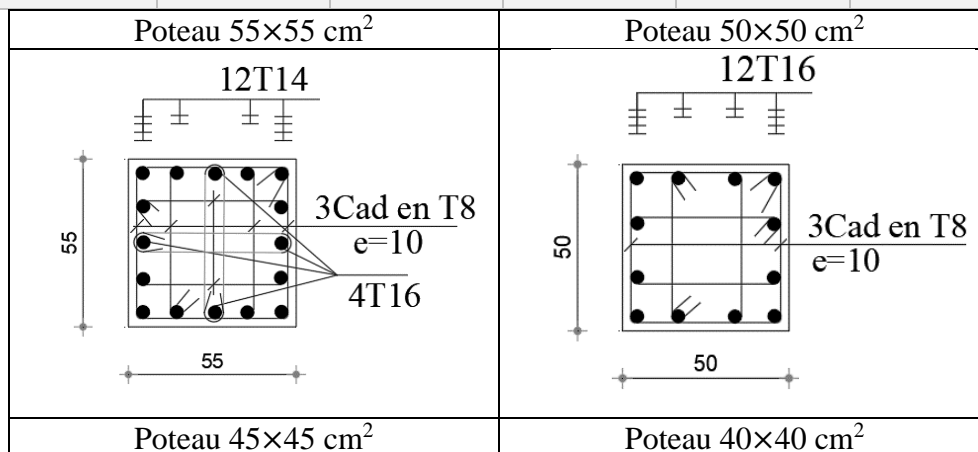
$$L_r = 50. \phi_{L_{\max}}$$

Remarque :

Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

Tableau 23 : Récapitulatif du ferrailage des poteaux.

Type	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	Choix	A _{adopté} (cm ²)	Recouvrement (cm)
1	55×55	24.8	24.2	3.3	12T14+4T16	26.52	80
2	50×50	19.6	20	2.7	12T16	24.13	80
3	45×45	11.6	16.2	2.2	12T14	18.47	70
4	40×40	9.6	12.8	1.7	12T12	13.58	60
5	35×35	8.8	9.2	1.3	12T12	13.58	60



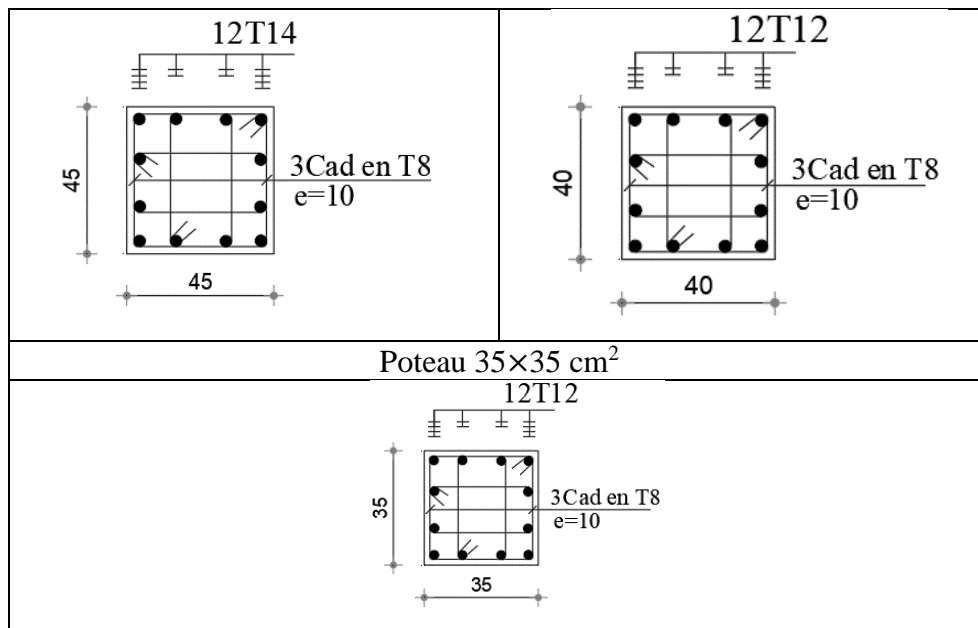


Figure 55 : Ferrailage des poteaux

Chapitre 07 : Etude des voiles.

7.1. Introduction

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la largeur et la longueur sont nettement supérieure à l'épaisseur et la longueur est au moins quatre fois supérieure à l'épaisseur. Dans notre structure, on distingue trois types de voiles :

Les Voiles sont ferrillés à l'aide des résultats donnés par le logiciel ROBOT.

7.2. Ferrailage des voiles de contreventement

Selon l'article [7.7.4 de RPA99 version 2003], le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé (DTR-B.C.-2.41 "CBA93 ") si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement des voiles de contreventement fixées par l'article [7.7.1/ RPA99, V2003] (voir chapitre II).
- Pour notre structure, les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales et satisfais les deux conditions précédentes (voir chapitre II), par la suite on devra disposer les ferrillages suivants :
- Des aciers verticaux ;
- Des aciers horizontaux. [RPA99/2003/7.7.4]

Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'action suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferrillages sont Composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

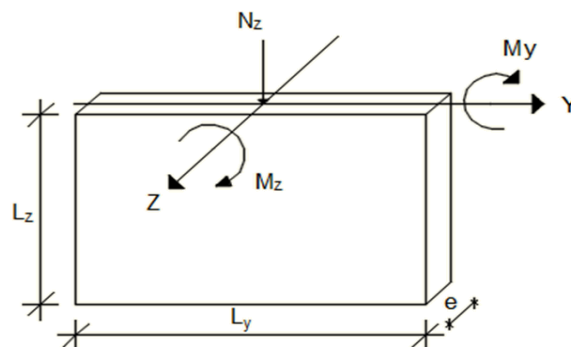


Figure 56 : Les sollicitations de calcul d'un voile.

7.3. Exemple de calcul

Tableau 24 : Sollicitations obtenues par ROBOT selon le plan [x-x].

L(m)	e(m)	Combinaison	Type	N(KN)	M(KN)	H(KN)
4.50	0.15	ELU	ELU	1513,68	50,68	6,85
		0.8G+EX	ACC	636,69	-1957,06	279,60
		0.8G-EX	ACC	945,53	2001,43	-273,59
		0.8G+EY	ACC	548,35	-299,64	98,61
		0.8G-EY	ACC	1033,88	344,01	-92,60
		G+Q+EX	ACC	953,59	-1942,69	281,54
		G+Q+EY	ACC	865,25	-285,27	100,55
		G+Q-EX	ACC	1262,43	2015,80	-271,65
		G+Q-EY	ACC	1350,77	358,38	-90,66

7.3.1. Les caractéristiques géométriques

- $I = (0.15 \times 4.5^3) / 12 = 1.14 \text{ m}^4$ (I : inertie du voile)
- $\Omega = 0.30 \times 4.9 = 0.68 \text{ m}^2$ (Ω : surface en plan du voile)
- $V = l/2 = 4.9/2 = 2.25 \text{ m}$ (V : la position de l'axe neutre)

7.4. Calcul de ferrailage

D'après notre système de contreventement voile porteur on prend en considération juste les sollicitations des voiles du RDC et sous-sol et on applique leur ferrailage maximum sur les autres étages.

7.4.1. L'effort normal appliqué sur la bande d1

Ferrailage verticale :

On prend les cas plus défavorables: [ACC]

- 1^{ere} cas :

$$N = 1513.68 \text{ KN} \quad M = 50.68 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} V = \frac{1513.68}{0.68} + \frac{50.68}{1.14} \times 2.25$$

$$\sigma_d = 2342.60 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} V = \frac{1513.68}{0.68} - \frac{50.68}{1.14} \times 2.25$$

$$\sigma_g = 2142.38 \text{ KN/m}^2$$

($\sigma_d > 0$; $\sigma_g > 0$) \Rightarrow la section est entièrement comprimée

Calcul de la contrainte moyenne :

Le calcul se fait par des bandes d'après le **DTR.B.C2.42** il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} \times L_c\right) = (1.53 \text{ m}; 4.5 \text{ m}) = 1.53 \text{ m}$$

$$d_{\max} = 1.53 \text{ m}$$

On prendra : $d_1 = 1.53 \text{ m}$

7.4.2. Détermination la contrainte moyenne de la bande d1

$$\sigma_1 = \sigma_g + (l_c - d_1) \times \frac{(\sigma_d - \sigma_g)}{L_c} = 2.14 + (4.5 - 1.53) \times \frac{(2.34 - 2.14)}{4.5} = 2.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{2.34 + 2.14}{2} = 2.31 \text{ MPa}$$

7.4.3. L'effort normal appliqué sur la bande d1

$$N_u = \sigma_{\text{moy}} \times e \times d_1 = 2.31 \times 0.15 \times 1.53 \times 1000 = 529.81 \text{ KN}$$

7.4.4. Calcul de l'effort limite ultime

L'effort limite $N_{U \text{ lim}}$ est donné par la formule suivante :

Cas d'un mur non armé : $A = 0$

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b}$$

Avec :

$$B_r = L \times (e - 2) = 100 \times (15 - 2) = 1300 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0.65}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} \text{ avec : } \lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{e} = \frac{2.46 \times \sqrt{12}}{0.35} = 60.01$$

Donc : $\alpha = 0.361$

$$N_{U \text{ lim}} = \alpha \times \frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} = 0.361 \times \frac{0.13 \times 25000}{0.9 \times 1.5} = 868.47 \text{ KN}$$

Conclusion :

$$N_{U \text{ lim}} = 868.47 > N_u = 529.81 \rightarrow \text{c. v}$$

Il n'y a pas un risque de flambement et les armatures en compression ne sont pas nécessaires.

- 2^{ere} cas : G+Q+EY

$$N = 865.25 \text{ KN}$$

$$M = 285.27 \text{ kN.m}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v = \frac{865.25}{0.68} + \frac{285.27}{1.14} \times 2.25$$

$$\sigma_d = 1845.35 \text{ KN.m}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v = \frac{865.25}{0.68} - \frac{285.27}{1.14} \times 2.25$$

$$\sigma_g = 718.36 \text{ KN.m}^2$$

($\sigma_d > 0$; $\sigma_g > 0$) => la section est entièrement comprimée.

$$A_s = 0.15\% \times S$$

avec S la section globale du voile considéré.

$$\Rightarrow A_s = 0,15\% \times 450 \times 15 = 10.13 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1,13 \text{ cm}^2 \text{ par face par ml}$$

- 3^{ere} cas : 0.8G+EX

$$N=636.69 \text{ KN} \quad M= 1957.06 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_d = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v = \frac{636.69}{0.68} + \frac{1957.06}{1.14} \times 2.25$$

$$\sigma_d = 4809.04 \text{ KN.m}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v = \frac{636.69}{0.68} - \frac{1957.06}{1.14} \times 2.25$$

$$\sigma_g = -2922.55 \text{ KN.m}^2$$

($\sigma_d > 0$; $\sigma_g < 0$) => la section est partiellement tendue.

Calcul de la longueur de la zone tendue :

$$L_t = L \times \frac{\sigma_g}{\sigma_g + \sigma_d} = 4.5 \times \frac{2922.55}{2922.55 + 4809.04} = 1.70 \text{ m (longueur de la zone tendue).}$$

$$L_c = L - L_t = 4.9 - 3.69 = 2.80 \text{ m}$$

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} \cdot L_c \right) = (1.53 \text{ m} ; 1.87 \text{ m}) = 1.53 \text{ m}$$

$$d_{\max} = 1.53 \text{ m}$$

Alors on divise la longueur tendue par deux bandes:

$$d_1 = 0.45 \text{ m (zone d'about)}$$

$$d_2 = 1.25 \text{ m}$$

7.4.5. Détermination la contrainte moyenne dans zone d'about

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_g \times (L_t - d_1)}{L_t} = \frac{2.92 \times (1.70 - 0.45)}{1.70} = 2.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{2.92 + 2.15}{2} = 2.54 \text{ MPa}$$

7.4.6. Détermination de la valeur d'effort normal moyen (traction) sollicitation la zone d'about

$$Nu = \sigma_{\text{moy}} \times e \times d_1 = 2.54 \times 0.15 \times 0.45 \times 1000 = 171.18 \text{ KN}$$

Calcul des armatures de vertical :

$$A_s = \frac{Nu}{\frac{f_e}{\gamma}} = \frac{171.18 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 4.28 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures de couture :

$$A_c = 1.1 \frac{V}{f_e} \cdot \frac{X}{L} = 1.1 \times \frac{1.45 \times 279.6}{400} \times \frac{0.45}{4.5} = 1.08 \text{ cm}^2$$

⇒ D'après le RPA on ajoute avec la section calculée :

$$A = A_s + A_c = 5.36 \text{ cm}^2$$

Détermination de la contrainte moyenne de la deuxième bande :

$$\sigma_{\text{moy}2} = \frac{(\sigma_1 + 0)}{2} = \frac{(2.15 + 0)}{2} = 1.07 \text{ MPa}$$

Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) de la deuxième bande:

$$Nu_2 = \sigma_{\text{moy}2} \times e \times d_2 = 1.07 \times 0.15 \times 1.25 \times 1000 = 201.67 \text{ KN}$$

Calcul des armatures verticales :

$$A_s = \frac{Nu}{\frac{f_e}{\gamma}} = \frac{201.67 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 5.04 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures de couture :

$$A_c = 1.1 \frac{V}{f_e} \cdot \frac{X}{L} = 1.1 \times \frac{1.45 \times 279.6}{400} \times \frac{1.25}{4.5} = 2.99 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA on ajoute avec la section calculée :

$$A = A_s + A_c = 8.03 \text{ cm}^2$$

7.5. Armatures minimales RPA

$$A_{\text{min}} = 0.20\% \times b \times L_t = 5.10 \text{ cm}^2 \text{ (Zone tendu)}$$

$$A_{\text{max}} = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) = (13.39; 5.10) = 13.39 \text{ cm}^2$$

7.6. Armatures courantes

$$A_{\text{min}} = 0.10\% \times b \times L_c = 0.10\% \times 15 \times 360 = 5.4 \text{ cm}^2$$

7.7. Espacement des armatures verticales

D'après le RPA 99 /2003 article 7.7.4.3

$$St \leq \min(1.5 \times e; 30 \text{ cm}) \rightarrow St \leq \min(1.5 \times e = 22.5 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

$$\text{Zone d'about} \rightarrow \frac{L}{10} = 45$$

$$\text{Zone courante} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Choix d'armature :

On prend le cas le plus défavorable 1ere cas: 0,8.G-VX

$$A_{d/\text{about}} = 5.36 \text{ cm}^2 = 2 \times (4T12) = 9.05 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 8 \text{ cm}$$

$$A_{\text{bande2}} = 8.03 \text{ cm}^2 = 2 \times (4T12) = 9.05 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$A_{\text{courante}} = 0,1\% \times b \times L_c = 5.4 \text{ cm}^2 = 2 \times (3T12) = 6.79 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

7.8. Vérification de la contrainte de cisaillement

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (**Art 7.7.2 RPA 99/version 2003**).

$$\text{La contrainte de cisaillement est : } \tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{1.4.vu}{b.d}$$

Avec :

V : L'effort tranchant à la base du voile.

b : Épaisseur de voile.

d : Hauteur utile, (d=0,9h).

h : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{1.4.vu}{b.d} = \frac{1.4 \times 279600}{15 \times 306 \times 0.9 \times 100} = 0.95 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.95 < \bar{\tau}_u = 3.33 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifié.}$$

7.9. Ferrailage horizontale

L'espacement des armatures horizontales :

$$S_t \leq \min(1.5 \times e; 30 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(1.5 \times e = 22.5 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

On adptera : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \frac{1}{f_e} \times \min \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right)$$

$$A_{t\min} = \frac{b \times S_t}{f_e} \times \frac{\tau_u}{2} = \frac{15 \times 15}{400} \times \frac{0.95}{2} = 0.27 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L 91 :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{13.43}{4} = 3.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{h \text{ rpa}} = 0.15\% b \times L = 0.15\% \times 15 \times 450 = 10.13 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{t\min}; A_{B.A.E.L}; A_{rpa}) \rightarrow A_t = \max(0.27; 3.36; 10.13)$$

$$A_t = 10.13 \text{ cm}^2$$

Choix : T10 \rightarrow e= 25 cm

Tableau 25 : Ferrailage du voile de contreventement.

VOILE	L	ep	H	A min R.P.A	Acal de zone d'about	choix	A choix	Acal de 2 ^{ème} bande	choix	A choix	A zone courante	choix	A choix
I-XX	4.5	0.15	3.06	5.1	5.36	8T12	9.05	8.03	8T12	9.05	5.4	6T12	6.79
II-XX	3.8	0.15	3.06	5.33	4.94	6T12	6.79	8.20	8T12	9.05	4.56	4T12	4.52
I-YY	4.5	0.15	3.06	4.76	4.44	4T12	4.52	6.01	6T12	6.79	5.4	6T12	6.79
II-YY	3.8	0.15	3.06	5.31	3.15	4T12	4.52	5.53	6T12	6.79	4.56	4T12	4.52
III-YY	1.65	0.15	3.06	2.38	1.46	2T12	2.26	2.49	4T12	4.52	1.98	2T12	2.26

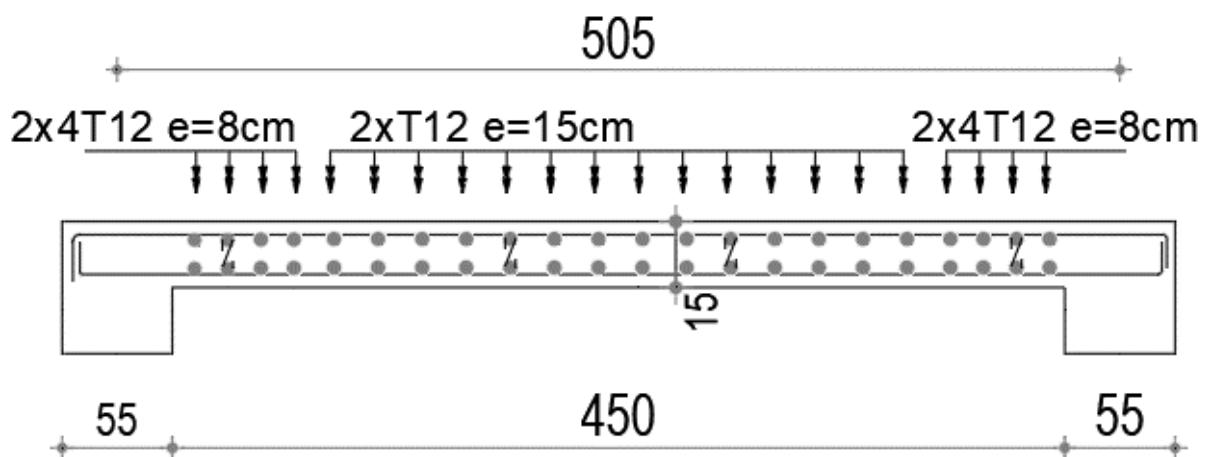


Figure 57 : Ferrailage du voile de contreventement.

7.10. Voile périphérique

7.10.1. Introduction

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 19.4 \text{ KN/m}^3$

φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 22.17^\circ$

K_a : Coefficient de poussée des terres

$$K_a = \tan\left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2}\right)^2 = 0.452$$

7.10.2. Le Dimensionnement

D'après le **R.P.A.99**, l'épaisseur être supérieure ou égale à 15cm.

Dans notre structure on a : $e = 15 \text{ cm}$

Calcul des charges :

Poussée des terres :

$$P_1 = K_a \times \gamma \times \frac{h^2}{2}$$

Avec :

P_1 : Poussée des terres

γ : Poids spécifique des terres

h_e : Hauteur du voile

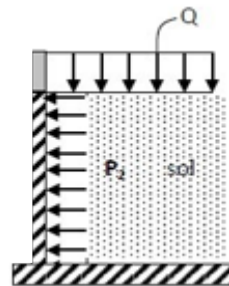


Figure 58 : Schéma statique d'une voile périphérique.

Combinaison fondamentale :

ELU :

$$q_u = 1.35 \times \gamma \times h_e \times K_a \times 1\text{m} = 1.35 \times 19.4 \times 3.06 \times 0.452 \times 1 = 36.22 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$q_s = \gamma \times h_e \times K_a \times 1\text{m} = 19.4 \times 3.06 \times 0.452 \times 1 = 26.83 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 3.06 \text{ m}$$

$$L_y = 6.08 \text{ m}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{306}{608} = 0.50 \quad \text{si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle portent en deux sens.}$$

D'après le tableau :

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0966 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.1000 \\ \mu_y = 0.3671 \end{cases}$$

La réduction des moments :

ELU :

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

$$\begin{cases} M_x = 0.0966 \times 36.22 \times 3.06^2 = \mathbf{32.761 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.2500 \times 32.761 = \mathbf{8.190 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

ELS :

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

$$\begin{cases} M_x = 0.1000 \times 26.83 \times 3.06^2 = \mathbf{25.122 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.3671 \times 25.122 = \mathbf{9.222 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

ELU :

$$\begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 32.761 = \mathbf{24.571 \text{ KN.m}} \\ M_t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 8.190 = \mathbf{6.143 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 32.761 = \mathbf{16.381 \text{ KN.m}} \\ M_a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 8.190 = \mathbf{4.095 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

ELS :

$$\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 25.122 = \mathbf{18.842 \text{ KN.m}} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 9.222 = \mathbf{6.917 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 25.122 = \mathbf{12.561 \text{ KN.m}} \\ M_a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 9.222 = \mathbf{4.611 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

Sens xx :

En travée :

Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{24.571 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13.5^2} = 0.095 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.100}) = 0.125$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.132 = 0.950$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{24.571 \times 10^3}{0.950 \times 348 \times 13.5} = 5.50 \text{ cm}^2$$

Soit : $7 * HA 10 = 5.50 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm/ml}$

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.4}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.86 \text{ cm}^2 < A_t = 5.50 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(30 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Vérification à l'ELS :

Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 82.5 \times y_l - 1113.75$$

$$y_l = 3.97$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 3.97^2}{3} + 15 \times (5.5 \times (13.5 - 3.97)^2)$$

$$I = 8018.09 \text{ cm}^4$$

Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y_l = \frac{18.842 \times 10^3}{8018.09} \times 3.97 = 9.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.33 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

En appuis :

Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{16.381 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13.5^2} = 0.063 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.063}) = 0.081$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.081 = 0.968$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{16.381 \times 10^3}{0.968 \times 348 \times 13.5} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Soit : $7 * HA 10 = 5.5 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 15 \text{ cm/ml}$

Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.4}{400} = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.86 \text{ cm}^2 < A_t = 5.50 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(30 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS :

Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 93.5 \times yl - 1262.25$$

$$yl = 4.18$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 4.18^3}{3} + 15 \times (5.50 \times (13.5 - 4.18)^2)$$

$$I = 7748.56 \text{ cm}^4$$

Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times yl = \frac{12.561 \times 10^3}{7748.56} \times 4.18 = 6.78 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.78 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Sens yy :

En travée :

Calcul des ferrailages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{6.143 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13.5^2} = 0.024 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.024}) = 0.03$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.030 = 0.988$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{6.143 \times 10^3}{0.988 \times 348 \times 13.5} = 1.32 \text{ cm}^2$$

Soit : $5 * HA 10 = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $St = 20 \text{ cm/ml}$

Vérification à l'ELU :**Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.4}{400} = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.86 \text{ cm}^2 < A_t = 3.93 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(30 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Vérification à l'ELS :**Position de l'axe neutre :**

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 58.95 \times yl - 795.83$$

$$yl = 3.44$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 3.44^3}{3} + 15 \times (3.93 \times (13.5 - 3.44)^2)$$

$$I = 6360.41 \text{ cm}^4$$

Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times yl = \frac{6.917 \times 10^3}{6360.41} \times 3.44 = 3.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.74 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

En appuis :**Calcul des ferrailages :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{4.095 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 13.5^2} = 0.015 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.019 = 0.992$$

$$A_s t = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{4.095 \times 10^3}{0.992 \times 348 \times 13.5} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Soit : $5 * \text{HA } 10 = 3.93 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm/ml}$

Vérification à l'ELU :**Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 17.5 \times \frac{2.4}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.86 \text{ cm}^2 < A_t = 3.93 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(30 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$

Condition vérifiée.

Vérification à l'ELS :**Position de l'axe neutre :**

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 58.95 \times y_l - 795.83$$

$$y_l = 3.44$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{\text{coh}} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 3.44^2}{3} + 15 \times (3.93 \times (13.5 - 3.44)^2)$$

$$I = 6360.41 \text{ cm}^4$$

Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y_l = \frac{4.611 \times 10^3}{6360.41} \times 3.44 = 2.49 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.49 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

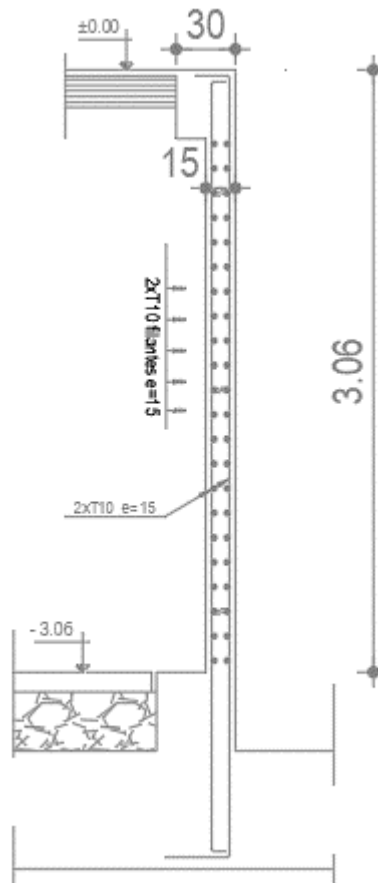


Figure 59 : Ferrailage d' un voile pérphrique.

Chapitre 08 : Etude de fondation.

8.1. Introduction

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

8.1.1. Fondations superficielles

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

8.1.2. Fondations profondes

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont:

- Les pieux.
- Les puits. 265.776 31.32

8.2. Choix du type de fondation

Notre ouvrage étant réalisé en voiles porteurs, avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égal à 2 bars, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Des semelles filantes (semelles sous murs).
- Un radier général.
- Le choix de type de fondation se fait suivant les paramètres suivants.
- La charge transmise provienne de la structure.
- La qualité du sol d'assise.

Pour cela on doit vérifier s'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles (isolées et filantes), c'est-à-dire que :

$$\frac{\text{Surface des semelles}}{\text{Surface du bâtiment}} \leq 50 \%$$

Semelle isolé :

Carrée de dimension $a \times a$.

$$\sigma = \frac{N_u}{S} = \frac{N_u}{a \cdot a} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$a \geq \sqrt[2]{\frac{2393.88}{0.2}} \rightarrow a \geq 109.40 \text{ cm}$$

$$A=350 \text{ cm}$$

Semelles filantes :

De dimensions $B \times L$.

$$\sigma = \frac{N_u}{S} = \frac{N_u}{B \cdot L} \leq \overline{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$B \geq \frac{255.08}{0.2 \times 4.5} \rightarrow B \geq 283.42 \text{ cm}$$

$$B=350 \text{ cm}$$

Ci-dessous les surfaces des semelles de notre bâtiment.

Tableau 26 : surfaces des semelles isolées et filantes.

	Type	Désignation	Long [cm]	Larg [cm]	N [KN]	Surface [cm ²]
Filantes	X-I	3 Voiles	450	350	255.08	472500
	X-II	2 Voiles	380	350	144.3	266000
	X-III	1 Voile	165	350	119.41	57750
	Y-I	3 Voiles	250	350	182.64	262500
Isolées	/	19 Poteaux	350	350	2393.88	2327500

Surface des semelles = 33386250 cm²

Surface du bâtiment = 6478990 cm²

$$\Rightarrow \frac{\text{Surface des semelles}}{\text{Surface du bâtiment}} \cdot 100 = 52.26 \%$$

Conclusion :

Les surfaces des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, donc on opte le radier générale comme fondation.

8.3. Etude de radier

Un radier général est un type de fondation superficielle qui est constitué par un plancher renversé couvrant toute la surface du sol d'assise du bâtiment, cette semelle déborde par des consoles extérieures. Le radier général présent les avantages suivants.

8.3.1. Pré dimensionnement du radier

L'épaisseur du radier

Condition de résistance au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement **CBA93 (art. A.5.1)**.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0.07 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

b : désigne la largeur.

γ_b : 1.5

d : 0.9 h.

b : 1 m

L_{max} : la plus grande portée de la dalle

Avec : $V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2}$

$q_u = \bar{\sigma}_{sol} \times 1m = 200 \times 1 = 200 \text{ KN/ml}$

$V_u = \frac{200 \times 5.78}{2} = 578 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{578}{1 \times 0.9 \times h} \leq \frac{0,07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{578 \times \gamma_b}{0.9 \times 1 \times 0,07 \times f_{c28}}$

$h \geq \frac{578 \times 1.15}{0.9 \times 1 \times 0,07 \times 25} \Rightarrow h \geq 0.42203$

On prend une épaisseur du radier $h = 50 \text{ cm}$.

Condition de flèche :

La hauteur des nervures doit vérifier les conditions suivantes :

Critère de fleche :

Avec :

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

On a : $L = 5,78 \text{ m}$

Donc : $\begin{cases} \frac{578}{15} \leq h \leq \frac{578}{10} \\ 38.53 \text{ cm} \leq h \leq 57.8 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{on prend : } h = 50 \text{ cm}$

Dimensionnement du débord :

$D \geq \text{Max}(\frac{h_r}{2}; 30\text{cm})$

On prend $D = 50 \text{ cm}$

Radier :

Détermination des efforts :

Pour une bande de 1m $q = \sigma_m \times 1m$

Le panneau le plus sollicité :

$L_x = 4.20\text{m} ; L_y = 5.78 \text{ m}$

On a $\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.20}{5.78} = 0.72 \Rightarrow$

le panneau travaille suivant deux directions.

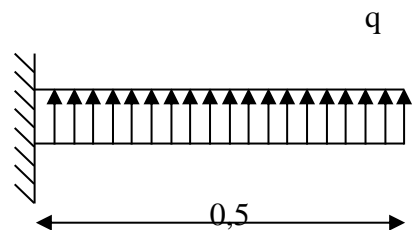


Figure 60 : Schéma statique du débord.

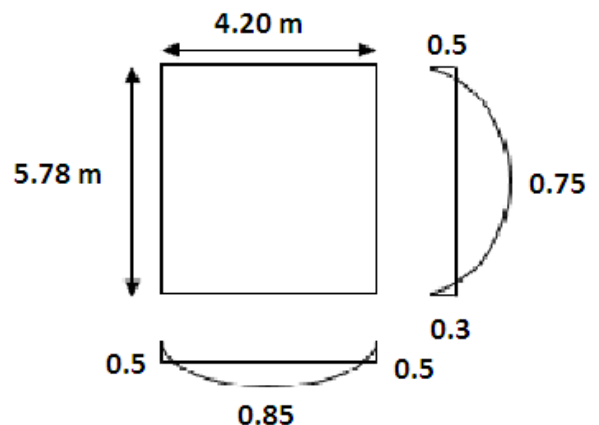


Figure 61 : Schéma du panneau le plus sollicité.

$$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2 \Rightarrow \text{Suivant la direction } L_x$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \Rightarrow \text{Suivant la direction } L_y$$

ELU

$$q = \sigma_m \times 1\text{ml} = 466 \times 1\text{ml} = 466 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^u = 0.0621 \\ \mu_y^u = 0.5105 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} M_x^u = 0,0621 \times 466 \times 4.20^2 = 510.47 \text{ KN.m} \\ M_y^u = 0,5105 \times 510.47 = 260.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 510.47 = 382.85 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 260.59 = 221.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai1} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 510.47 = 255.23 \text{ KN.m} \\ M_{ar} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 260.59 = 78.177 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai2} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 510.47 = 255.23 \text{ KN.m} \\ M_{ai} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 260.59 = 130.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS

$$q = \sigma_m \times 1\text{ml} = 341 \times 1\text{ml} = 341 \text{ KN/ml}$$

$$\rho = 0,66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x^s = 0.0684 \\ \mu_y^s = 0.6447 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} M_x^s = 0,0684 \times 341 \times 4.20^2 = 411.44 \text{ KN.m} \\ M_y^s = 0,6447 \times 411.44 = 265.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 411.44 = 308.58 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 265.25 = 217.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai1} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 411.44 = 205.72 \text{ KN.m} \\ M_{ar} = 0.3 \times M_y = 0.3 \times 265.25 = 79.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ai2} = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 411.44 = 205.72 \text{ KN.m} \\ M_{ai} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 265.25 = 132.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau 27 : les efforts agissent sur le radier générale.

Sens	ELU		ELS	
	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]	M travée [KN.m]	M appuis [KN.m]
Sens X-X	382.85	255.23	308.58	205.72
Sens Y-Y	221.50	130.29	217.12	132.62

Calcul des armatures :**Enrobage :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable $\Rightarrow a = 4 \text{ cm}$

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

(B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} \quad \text{Avec } h_0 = 50 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{50}{10} = 5 \text{ cm} = 50 \text{ mm} \Rightarrow \text{on prendra}$$

$$\phi = 25 \text{ mm}$$

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = 4 + \frac{2}{2} = 5 \text{ cm} \\ C_y = 4 + 2 + \frac{2}{2} = 7 \text{ cm} \end{cases}$$

$$d_x = h_0 - C_x = 50 - 5 = 45 \text{ cm}$$

$$d_y = h_0 - C_y = 50 - 7 = 43 \text{ cm}$$

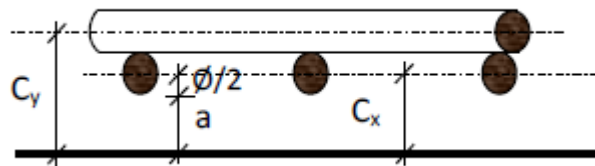


Figure 62 : Enrobage de dalle pleine.

Calcul du ferrailage de la dalle pleine :**Sens X-X :**

En travées :

$$Mt_x^u = 382.85 \text{ KN.m} = 382850 \text{ N.M}$$

ELU:

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mt_x^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{382850}{17 \times 100 \times (45)^2} = 0,11$$

$$\mu = 0,11 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.15$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,54$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{382850}{348 \times 0,54 \times 45} = 45.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400: } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 45.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$10T25 \rightarrow A = 49.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$E = 10 \text{ cm}$$

ELS:

$$M_{tx}^{\text{ser}} = 308.58 \text{ KN.m} = 308580 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 49.09}{100} = 7.36 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 45 \times 7.36 = 662.4 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -7.36 + \sqrt{7.36^2 + 662.4} = 18.51 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 18.51^3}{3} + 15 \times 49.09 \times (45 - 18.51)^2 = 728108.19 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{\text{ser}}}{I} = \frac{308580}{728108.19} = 0,42$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 7.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 18 \times k \times (d - y_1) = 18 \times 0,42 \times (45 - 18.51) = 200.26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 267 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être vérifiée à l'E.L.S}$$

En appuis:

$$M_{ax}^u = 255.23 \text{ KN.m} = 255230 \text{ N.m}$$

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

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{255230}{17 \times 100 \times (45)^2} = 0,074$$

$$\mu = 0,074 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,095$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,962$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{255230}{348 \times 0,962 \times 45} = 16.94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400: } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 16.94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures:

$$10T16/\text{ml} \rightarrow A = 20.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ELS:

$$Ma_x^{\text{ser}} = 205.72 \text{ KN.m} = 205720 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 20.11}{100} = 3.01 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 45 \times 3.01 = 270.9 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -3.01 + \sqrt{3.01^2 + 270.9} = 13.72 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 13.72^3}{3} + 15 \times 20.11 \times (45 - 13.72)^2 = 381233.63 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ax}}^{\text{ser}}}{I} = \frac{205720}{381233.63} = 0,53$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 7.27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,53 \times (45 - 13.72) = 248.67 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 267 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage doit être vérifiée à l'E.L.S}$$

Sens Y-Y :

En travées :

$$Mt_y^u = 221.50 \text{ KN.m} = 221500 \text{ N.m}$$

ELU:

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Mt_y^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{221500}{17 \times 100 \times (43)^2} = 0,07$$

$$\mu = 0,07 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0875$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,965$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{221500}{348 \times 0,965 \times 43} = 15,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

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

$$\text{Acier FeE400: } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 15,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des armatures :

$$10T14 \rightarrow A = 15,39 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

ELS:

$$Mt_y^{\text{ser}} = 217,12 \text{ KN.m} = 217120 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 15,39}{100} = 2,30 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 43 \times 2,30 = 197,8 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,30 + \sqrt{2,30^2 + 197,8} = 11,95 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 11,95^3}{3} + 15 \times 15,39 \times (43 - 11,95)^2 = 279446,05 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{\text{ser}}}{I} = \frac{217120}{279446,05} = 0,77$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 9,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,77 \times (43 - 11,95) = 358,62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28} \right] = 267 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 358,62 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELUR ne convient pas pour l'ELS.}$$

Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{Mt_y^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{217120}{358.62 \times 100 \times (43)^2} = 0,003$$

$$\mu_1 = 0,003 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,910 \\ K_1 = 40.56 \end{cases}$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{358.62}{40.56} = 8.84 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \Rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{Mt_y^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{217120}{358.62 \times 0,910 \times 43} = 15.47 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$6T20/ml \rightarrow A = 18,85 \text{ cm}^2/ml$$

$$e = 17 \text{ cm}$$

En Appuis :

$$Ma_y^u = 130.29 \text{ KN.m} = 130290 \text{ N.M}$$

ELU:

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma_y^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{130290}{147 \times 100 \times (43)^2} = 0,004$$

$$\mu = 0,004 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,005$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,998$$

Détermination des armatures :

$$A = \frac{Ma_x^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{130290}{348 \times 0,998 \times 43} = 8.72 \text{ cm}^2/ml$$

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

$$\text{Acier FeE400 : } A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 4 \text{ cm}^2/ml$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 8.72 \text{ cm}^2/ml$$

Choix des armatures :

$$6T14 \rightarrow A = 9.24 \text{ cm}^2/ml$$

ELS:

$$Ma_y^{ser} = 132.62 \text{ KN.m} = 132620 \text{ N.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 9.24}{100} = 1.38 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_y \times D = 2 \times 43 \times 1.38 = 118.68 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.38 + \sqrt{1.38^2 + 118.68} = 9.60 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{100 \times 9.60^3}{3} + 15 \times 9.24 \times (43 - 9.60)^2 = 184107.81 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{ser}}{I} = \frac{132620}{184107.81} = 0.72$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 6.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.72 \times (43 - 9.6) = 360.72 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 360.72 \text{ MPa} \end{array} \right\} \implies \text{le ferrailage doit être recalculé à l'E.L. S}$$

Détermination des armatures à l'Etat limite de service :

$$\mu_1 = \frac{M_a^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times b \times d^2} = \frac{132620}{360.72 \times 100 \times (43)^2} = 0,002$$

$$\mu_1 = 0,002 \xrightarrow{\text{Tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \beta_1 = 0,925 \\ K_1 = 51.67 \end{array} \right.$$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K_1} = \frac{360.72}{51.67} = 6.98 \leq \bar{\sigma}_b = 18 \text{ MPa} \implies A' \text{ n'existe pas.}$$

$$A_s = \frac{M_a^{ser}}{\bar{\sigma}_s \times \beta_1 \times d} = \frac{132620}{360.72 \times 0,910 \times 43} = 9.39 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$10T12 \rightarrow A = 11.31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$e = 10 \text{ cm}$$

Tableau 28 : Ferrailage du radier générale

		A _{cal} [cm ² / ml]	A _{min} [cm ² / ml]	A Choisi [cm ² /ml]	Espacement (cm)
Sens	Travée	45.27	4	10 HA25 (49.09)	10
	Appuis	16.94	4	10 HA16 (20.11)	10
Sens	Travée	15.47	4	6 HA20 (18.85)	17
	Appuis	9.39	4	10 HA12 (11.31)	10

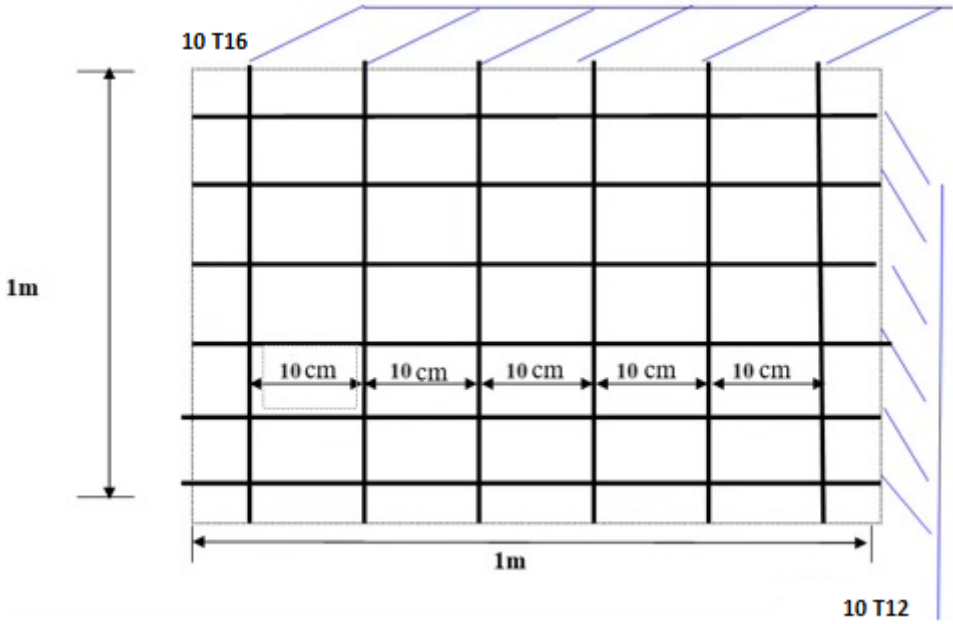


Figure 63 : Ferrailage du radier en appui..

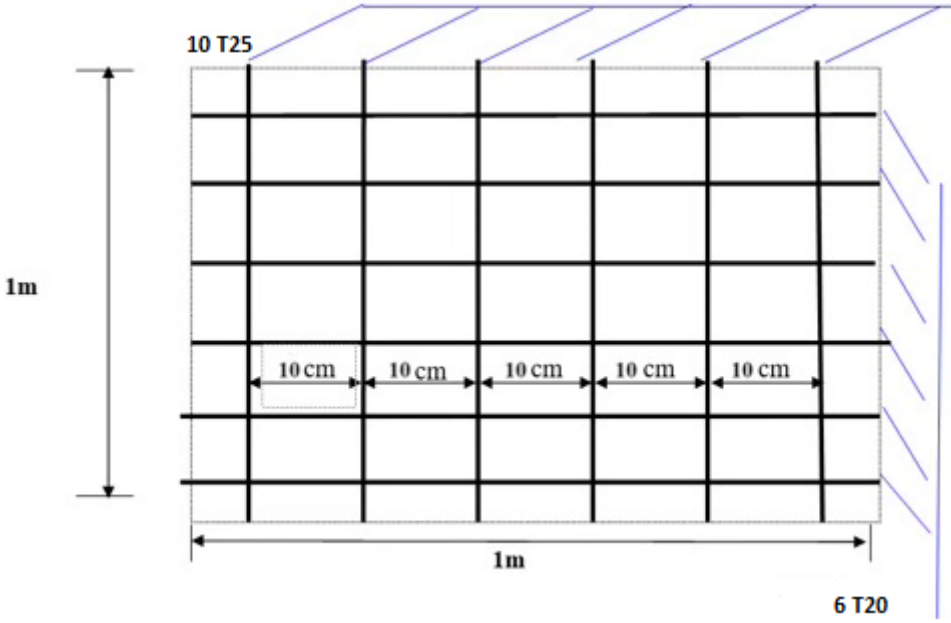


Figure 64 : Ferrailage du radier en travée.

Conclusion générale

En arrivant à la fin de ce travail de fin d'études, nous pouvons affirmer que l'objectif fixé dans l'introduction de ce mémoire a été atteint. Cet objectif était de démontrer empiriquement la résistance statique et dynamique d'une structure d'un bâtiment R+9 dans un contexte de sismicité modérée à forte. Les motivations de notre étude proviennent principalement de l'importance des conséquences potentielles des événements sismiques sur ce type de bâtiments, ainsi que de l'adoption récente de cette typologie de structure en Algérie, et plus spécifiquement à Mostaganem.

Nous avons structuré notre méthodologie en croisant ces deux dimensions. Ce document est organisé en plusieurs chapitres détaillant les principaux objectifs que nous nous sommes fixés

Le premier chapitre présente l'édifice d'étude, un bâtiment résidentiel (R+9 avec sous-sol) situé dans la wilaya de Mostaganem.

Le deuxième chapitre est consacré au prédimensionnement des éléments structuraux du bâtiment (poutres, planchers, voiles, poteaux), en mettant en avant la théorie et la réglementation en vigueur.

Dans le troisième chapitre, nous avons calculé les planchers modèles considérés comme les plus défavorables.

Le quatrième chapitre est dédié à l'étude des éléments non structuraux pouvant contribuer significativement à la réponse sismique du bâtiment.

En raison de la sismicité notable de la région, le cinquième chapitre est consacré au calcul parasismique de la structure, en utilisant une méthode qui respecte les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA99 version 2003).

Le sixième chapitre présente l'étude complète des éléments composant la structure porteuse, à savoir les poutres, poteaux et les murs voiles.

Le septième chapitre clôture les calculs de l'ensemble des éléments de l'immeuble, en détaillant l'infrastructure supportant toutes les charges, y compris le poids propre de l'édifice, et le choix ainsi que le calcul du radier.

Ce travail peut servir de base à de futurs travaux sur des contextes similaires, en particulier pour des structures situées dans des zones de sismicité modérée à forte, en raison de l'accroissement de la population.

Bibliographie

- Livre :

[1]. HENRY THONIER : « formulaire ; conception et calcul des structures »

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées ; Édition - 5 novembre 1999.

[2]. JEAN- PIERRE MOUGIN : « B.A.E.L 91 calcul des éléments simples et des structures

Des bâtiments » Edition EYROLLES PARIS 1992.

[3]. M.BELAZOUGHI : « calcul des ouvrages en béton armé » Edition office des

Publications universitaires ALGER 1992.

- Règlements :

[4]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : «DTR – B.C.2.2 charges permanentes et charges

D'exploitation » Edition office des publications universitaires ALGER 1989.

[5]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : «DTR – B.C.2.41 règles de conception et de calcul

Des structures en béton armé CBA93 » Edition office des publications universitaires

ALGER 1992.

[6]. Groupe de travail spécialisé (GTS) : « DTR – B.C.2.48 règles parasismique algérienne

RPA 99(version2003) » Edition office des publications universitaires ALGER 2003.

- Logiciels et programmes :

AUTOCAD 2018 (Dessin)

ROBOT 2019 (Analyse des structures).

Annexes n° 01 :

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_y}{l_x}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_y}{l_x}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexes n° 02 :

Valeurs de $\alpha_1, \mu_1', \mu_1, k_1$ et ρ_1 en fonction de β_1 .

β_1	α_1	μ_1'	μ_1	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ_1'	μ_1	k_1	ρ_1
0,905	0,285	0,1290	0,00343	37,63	0,379	0,865	0,405	0,1752	0,00795	22,04	0,919
0,904	0,288	0,1302	0,00351	37,08	0,388	0,864	0,408	0,1763	0,00810	21,76	0,937
0,903	0,291	0,1314	0,00359	36,55	0,398	0,863	0,411	0,1773	0,00825	21,50	0,956
0,902	0,294	0,1326	0,00368	36,02	0,408	0,862	0,414	0,1784	0,00840	21,23	0,975
0,901	0,297	0,1338	0,00377	35,50	0,418	0,861	0,417	0,1795	0,00856	20,97	0,994
0,900	0,300	0,1350	0,00386	35,00	0,429	0,860	0,420	0,1806	0,00872	20,71	1,014
0,899	0,303	0,1362	0,00395	34,50	0,439	0,859	0,423	0,1817	0,00888	20,46	1,034
0,898	0,306	0,1374	0,00404	34,02	0,450	0,858	0,426	0,1828	0,00904	20,21	1,054
0,897	0,309	0,1386	0,00413	33,54	0,461	0,857	0,429	0,1838	0,00921	19,96	1,074
0,896	0,312	0,1398	0,00423	33,08	0,472	0,856	0,432	0,1849	0,00938	19,72	1,095
0,895	0,315	0,1410	0,00432	32,62	0,483	0,855	0,435	0,1860	0,00955	19,48	1,116
0,894	0,318	0,1421	0,00442	32,17	0,494	0,854	0,438	0,1870	0,00972	19,25	1,138
0,893	0,321	0,1433	0,00452	31,73	0,506	0,853	0,441	0,1881	0,00989	19,01	1,160
0,892	0,324	0,1445	0,00462	31,30	0,518	0,852	0,444	0,1891	0,01007	18,78	1,182
0,891	0,327	0,1457	0,00472	30,87	0,530	0,851	0,447	0,1902	0,01025	18,56	1,204
0,890	0,330	0,1468	0,00482	30,45	0,542	0,850	0,450	0,1913	0,01043	18,33	1,227
0,889	0,333	0,1480	0,00492	30,04	0,554	0,849	0,453	0,1923	0,01062	18,11	1,251
0,888	0,336	0,1492	0,00503	29,64	0,567	0,848	0,456	0,1933	0,01081	17,89	1,274
0,887	0,339	0,1503	0,00514	29,25	0,580	0,847	0,459	0,1944	0,01100	17,68	1,298
0,886	0,342	0,1515	0,00525	28,86	0,593	0,846	0,462	0,1954	0,01119	17,47	1,322
0,885	0,345	0,1527	0,00536	28,48	0,606	0,845	0,465	0,1965	0,01138	17,26	1,347
0,884	0,348	0,1538	0,00547	28,10	0,619	0,844	0,468	0,1975	0,01158	17,05	1,372
0,883	0,351	0,1550	0,00559	27,73	0,633	0,843	0,471	0,1985	0,01178	16,85	1,398
0,882	0,354	0,1561	0,00570	27,37	0,647	0,842	0,474	0,1996	0,01199	16,65	1,424
0,881	0,357	0,1573	0,00582	27,02	0,661	0,841	0,477	0,2006	0,01219	16,45	1,450
0,880	0,360	0,1584	0,00594	26,67	0,675	0,840	0,480	0,2016	0,01241	16,25	1,477
0,879	0,363	0,1595	0,00606	26,32	0,690	0,839	0,483	0,2026	0,01262	16,06	1,504
0,878	0,366	0,1607	0,00618	25,98	0,704	0,838	0,486	0,2036	0,01283	15,86	1,532
0,877	0,369	0,1618	0,00631	25,65	0,719	0,837	0,489	0,2046	0,01306	15,67	1,560
0,876	0,372	0,1629	0,00643	25,32	0,735	0,836	0,492	0,2057	0,01328	15,49	1,588
0,875	0,375	0,1641	0,00656	25,00	0,750	0,835	0,495	0,2067	0,01351	15,30	1,617
0,874	0,378	0,1652	0,00669	24,68	0,766	0,834	0,498	0,2077	0,01373	15,12	1,647
0,873	0,381	0,1663	0,00682	24,37	0,782	0,833	0,501	0,2087	0,01397	14,94	1,677
0,872	0,384	0,1674	0,00696	24,06	0,798	0,832	0,504	0,2097	0,01420	14,76	1,707
0,871	0,387	0,1685	0,00709	23,76	0,814	0,831	0,507	0,2107	0,01444	14,59	1,738
0,870	0,390	0,1697	0,00723	23,46	0,831	0,830	0,510	0,2117	0,01469	14,41	1,769
0,869	0,393	0,1708	0,00737	23,17	0,848	0,829	0,513	0,2126	0,01493	14,24	1,801
0,868	0,396	0,1719	0,00751	22,88	0,865	0,828	0,516	0,2136	0,01518	14,07	1,834
0,867	0,399	0,1730	0,00766	22,59	0,883	0,827	0,519	0,2146	0,01544	13,90	1,867
0,866	0,402	0,1741	0,00780	22,31	0,901	0,826	0,522	0,2156	0,01569	13,74	1,900

Annexes n° 03 :

β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1	β_1	α_1	μ'_1	μ_1	k_1	ρ_1
0,825	0,525	0,2165	0,01595	13,57	1,934	0,785	0,645	0,2532	0,03066	8,26	3,906
0,824	0,528	0,2175	0,01622	13,41	1,969	0,784	0,648	0,2540	0,03117	8,15	3,976
0,823	0,531	0,2185	0,01649	13,25	2,004	0,783	0,651	0,2549	0,03170	8,04	4,048
0,822	0,534	0,2195	0,01677	13,09	2,040	0,782	0,654	0,2557	0,03222	7,93	4,121
0,821	0,537	0,2204	0,01704	12,93	2,076	0,781	0,657	0,2565	0,03276	7,83	4,195
0,820	0,540	0,2214	0,01733	12,78	2,113	0,780	0,660	0,2574	0,03331	7,73	4,271
0,819	0,543	0,2224	0,01762	12,62	2,151	0,779	0,663	0,2582	0,03387	7,62	4,348
0,818	0,546	0,2233	0,01791	12,47	2,189	0,778	0,666	0,2591	0,03444	7,52	4,427
0,817	0,549	0,2243	0,01820	12,32	2,228	0,777	0,669	0,2599	0,03502	7,42	4,507
0,816	0,552	0,2252	0,01850	12,17	2,267	0,776	0,672	0,2607	0,03561	7,32	4,589
0,815	0,555	0,2261	0,01880	12,03	2,307	0,775	0,675	0,2616	0,03621	7,22	4,673
0,814	0,558	0,2271	0,01911	11,88	2,348	0,774	0,678	0,2624	0,03683	7,12	4,759
0,813	0,561	0,2280	0,01943	11,74	2,390	0,773	0,681	0,2632	0,03746	7,03	4,846
0,812	0,564	0,2290	0,01975	11,60	2,432	0,772	0,684	0,2640	0,03810	6,93	4,935
0,811	0,567	0,2299	0,02007	11,46	2,475	0,771	0,687	0,2648	0,03876	6,83	5,026
0,810	0,570	0,2309	0,02040	11,32	2,519	0,770	0,690	0,2657	0,03942	6,74	5,119
0,809	0,573	0,2318	0,02073	11,18	2,563	0,769	0,693	0,2665	0,04010	6,65	5,214
0,808	0,576	0,2327	0,02107	11,04	2,608	0,768	0,696	0,2673	0,04079	6,55	5,312
0,807	0,579	0,2336	0,02142	10,91	2,654	0,767	0,699	0,2681	0,04150	6,46	5,411
0,806	0,582	0,2345	0,02178	10,77	2,701	0,766	0,702	0,2689	0,04222	6,37	5,512
0,805	0,585	0,2355	0,02213	10,64	2,749	0,765	0,705	0,2697	0,04295	6,28	5,616
0,804	0,588	0,2364	0,02249	10,51	2,797	0,764	0,708	0,2705	0,04370	6,19	5,722
0,803	0,591	0,2373	0,02286	10,38	2,847	0,763	0,711	0,2712	0,04447	6,10	5,831
0,802	0,594	0,2382	0,02323	10,25	2,897	0,762	0,714	0,2720	0,04527	6,01	5,942
0,801	0,597	0,2391	0,02361	10,13	2,948	0,761	0,717	0,2728	0,04608	5,92	6,055
0,800	0,600	0,2400	0,02400	10,00	3,000	0,760	0,720	0,2736	0,04690	5,83	6,171
0,799	0,603	0,2409	0,02440	9,87	3,053	0,759	0,723	0,2744	0,04774	5,75	6,290
0,798	0,606	0,2418	0,02480	9,75	3,107	0,758	0,726	0,2752	0,04860	5,66	6,412
0,797	0,609	0,2427	0,02520	9,63	3,162	0,757	0,729	0,2759	0,04948	5,58	6,537
0,796	0,612	0,2436	0,02561	9,51	3,218	0,756	0,732	0,2767	0,05038	5,49	6,665
0,795	0,615	0,2445	0,02603	9,39	3,275	0,755	0,735	0,2775	0,05131	5,41	6,795
0,794	0,618	0,2453	0,02646	9,27	3,333	0,754	0,738	0,2782	0,05227	5,32	6,929
0,793	0,621	0,2462	0,02690	9,15	3,392	0,753	0,741	0,2790	0,05323	5,24	7,067
0,792	0,624	0,2471	0,02734	9,04	3,452	0,752	0,744	0,2797	0,05420	5,16	7,207
0,791	0,627	0,2480	0,02779	8,92	3,513	0,751	0,747	0,2805	0,05520	5,08	7,352
0,790	0,630	0,2488	0,02825	8,81	3,576	0,750	0,750	0,2812	0,05624	5,00	7,500
0,789	0,633	0,2497	0,02871	8,70	3,639	0,749	0,753	0,2820	0,05731	4,92	7,652
0,788	0,636	0,2506	0,02919	8,58	3,704	0,748	0,756	0,2827	0,05840	4,84	7,808
0,787	0,639	0,2514	0,02968	8,47	3,770	0,747	0,759	0,2835	0,05952	4,76	7,968
0,786	0,642	0,2523	0,03017	8,36	3,838	0,746	0,762	0,2842	0,06067	4,68	8,132