

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

Bellouti hamouche

Djemaa faouzi

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : Génie civil

Option : Structure

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+7 + Sous-Sol) à usage d'habitation,
Contreventée mixte (voiles + portiques)
Et réalisé à la wilaya de Boumerdes**

Encadrer par :

Mm Boumaiza .M

jury ;

- Djeouabi.H

- Belmihoub .H

Année Universitaire 2020/2021

Remerciements

Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui a bien voulu nous donner la force pour effectuer le présent travail.

*En second lieu, nous tenons à adresser notre grand remerciement à notre promotrice **M^{me}. Boumaïza.m** pour tous ses conseils, ses grands efforts et surtout sa patience.*

*Nos remerciements vont aussi aux personnes du **BET de (BOUIRA)** qui n'ont jamais hésité de nous faire profiter de leur grande expériences du travail.*

Nous n'oublions pas les responsables de la bibliothèque qui nous ont beaucoup facilité notre recherche.

Nous remercions tous les enseignants du département de génie civil.

En fin, nous tenons à remercier les membres du jury qui ont consacré un peu de leur temps pour examiner notre travail.

Dédicace



*Je dédie ce modeste travail
A mon père.
A ma mère.
A ma famille.
A mes frères et sœurs.
Ainsi que tous mes amis et proches.*

Faouzi

Dédicace



*Je dédie ce modeste travail
A mon père.
A ma mère.
A ma famille.
A mes frères et sœurs.
Ainsi que tous mes amis et proches.*

Gerbera

TABLE DES MATIERES

Remerciements

Dédicaces

Liste des figures

Liste des tableaux

Symboles et notations

Résumé

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1) Description de l'ouvrage	1
I.2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
I.3) Données sismique de la structure	1
I.4) Les éléments de l'ouvrage	1
I.5) Caractéristiques mécaniques des matériaux	2
I.6) Hypothèses de calcul	5
I.7) La réglementation utilisée	5

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente de charge

II.1) Introduction	6
II.2) Pré dimensionnement des éléments secondaires	6
II.2.1) Les Planchers	6
II.2.2) Les balcons	7
II.2.3) L'acrotère	7
II.2.4) Les escaliers	8
II.3) Calcul des charges permanentes et surcharges.....	10
II.4) Pré dimensionnement des éléments porteurs.....	14
II.4.1) Les poutres	14
II.4.2) Les voiles	16
II.4.3) Les poteaux	17

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1) Etude de Plancher	24
III.2) Etude de l'escalier.....	40
III.3) Etude de la poutre palière	47
III.4) Etude du balcon	53
III.5) Etude de la salle de machine	58
III.6) Etude de l'acrotère	64

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1) Etude dynamique	70
-----------------------------	----

IV.1.1) Introduction	70
IV.1.2) Modélisation mathématique :	70
IV.1.3) Modélisation de la structure étudiée :	70
IV.2) Etude sismique de bâtiment :	71
IV.2.1) Introduction :	71
IV.2.2) Méthode dynamique modale spectrale :	72
IV.2.3) Méthode statique équivalente : RPA (Art 4.2)	72
IV.2.4) Choix de la disposition des voiles :	76

Chapitre V : Etude des éléments principaux

V.1) FERRAILLAGE DES POTEAUX	91
V.1.1) Introduction	91
V.1.2) Les combinaisons d'actions	91
V.1.3) Caractéristiques des matériaux	92
V.1.4) Ferrailage des poteaux	92
V.2) FERRAILLAGE DES POUTRES	100
V.2.1) Introduction	100
V.2.2) Recommandation du RPA99/V03 en zone IIa	100
V.2.3) Recommandation du BAEL 91	101
V.2.4) Ferrailage des poutres les plus sollicitées	103
V.3) FERRAILLAGE DES VOILES	111
V.3.1) Introduction	111
V.3.2) Rôle de contreventement	111
V.3.3) Les avantages des voiles	111
V.3.4) Combinaison	112
V.3.5) Procédure de ferrailage des voiles	112
V.3.6) Prescriptions imposées le RPA99/V2003	112
V.3.7) Ferrailage	115

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1) Introduction	121
VI.2) Stabilité des fondations	121
VI.3) Différents types de fondations	121
VI.4) Facteurs de choix du type de fondation	122
VI.5) Choix du type de fondation	122
VI.6) Calcul des surfaces revenant aux semelles	123
VI.7) Etude du radier général	124
VI.8) Vérification du radier	125
VI.9) Ferrailage du radier	128
VI.10) Voile périphérique	139

Coclusion générale

Bibliographie

Annexes

Plans de la structure

Plans de la ferrailages

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1: Diagramme contrainte – déformation de béton à l'ELU	2
Figure I.2: Diagramme contrainte – déformation de béton à l'ELS.....	3
Figure I.3: Diagramme contrainte – déformation de l'acier.....	4

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente de charge

Figure II.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	6
Figure II.2: Acrotère.....	7
Figure II.3: Les escaliers	8
Figure II .4 : Coupe verticale du plancher	10
Figure II.5 : Coupe verticale du plancher d'étage courant.....	11
Figure II.6: Dimensions de poutre.....	15
Figure II.7: Dimensions de poutre.....	15
Figure II.8 : Coupe du voile en plan.....	16

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1: Diagramme des moments flechissant à L'ELU	31
Figure III.2: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU	31
Figure III.3: Diagramme des moments felichissant à L'ELS.....	31
Figure III.4: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.....	32
Figure III.5: Schéma de ferrailage de plancher	39
Figure III.6: Schéma statique de calcul a l'ELU	40
Figure III.7: Schéma statique de calcul a l'ELS.....	40
Figure III.8: Diagrammes des sollicitations à l'ELU	41
Figure III.9: Diagrammes des sollicitations à l'ELS.....	41
Figure III.10: Schéma de ferrailage des escaliers	46
Figure III.11: Schéma statique de la poutre palière.....	47
Figure III.12: Diagrammes des sollicitations poutre palière (ELU, ELS).....	48
Figure III.13: Ferrailage de la poutre palière	52
Figure III.14: Schéma statique pour les balcons	53
Figure III.15: Schéma de ferrailage du balcon.....	57
Figure III.16: Diagrammes des moments L'ELU	58
Figure III.17: Diagrammes des moments L'ELS	60
Figure III.18: Schéma de ferrailage de la dalle de salle machine	62
Figure III.19: Coupe vertical de l'acrotère.....	63
Figure III.20: Schéma statique de l'acrotère	64
Figure III.21: Schémas de ferrailage de l'acrotère.....	67

Chapitre IV : Etude sismique

Figure IV.1: Schéma de la structure en 3D	71
Figure IV.2: La disposition des voiles (vue en plan)	76
Figure IV.3: 1 ^{er} Mode de translation suivant le sens X-X	78
Figure IV.4: 2 ^{eme} Mode de translation suivant le sens Y-Y	78
Figure IV.5: 3 ^{eme} Mode de rotation autour de l'axe Z	79
Figure IV.6: Spectre de réponse	82
Figure IV.7: La position des poteaux dans le plan de la structure	89

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Figure V.1: Schéma de ferrailage des poteaux	101
Figure V.2: Schéma de ferrailage des poutres	109
Figure V.3: Sollicitations des voiles	111
Figure V.4: Disposition des armatures verticales dans les voiles	113
Figure V.5: Schéma de ferrailage du voile V_{y1} et V_{y6} (Zone I)	120
Figure V.6: Schéma de ferrailage du voile V_{x1} , V_{x2} , V_{x5} et V_{x6} (Zone I)	120

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Surface du radier	126
Figure VI.2 : Schéma des contraintes	127
Figure VI.3 : Le panneau le plus sollicité	128
Figure VI.4 : Schéma statique du débord	131
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de radier en appuis et en travée	133
Figure VI.6 : Dimensions de la nervure	137
Figure VI.7 : Ferrailage des nervures	139
Figure VI.8 : Dimensions du voile périphérique	140
Figure VI.9 : Schéma statique du voile périphérique	140
Figure VI.10 : Le panneau le plus sollicité du voile périphérique	141
Figure VI.11 : Schéma Ferrailage de voile périphérique pour la travée et appui (X-X)	143
Figure VI.12 : Schéma Ferrailage de voile périphérique pour la travée et appui (Y-Y)	143

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau I.1: Les caractéristiques de béton	3
Tableau I.2: Les caractéristiques de l'acier	4

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et décente de charge

Tableau II.1: Récapitulatif.....	09
Tableau II.2: Récapitulatif.....	10
Tableau II.3: Charge permanente Gt du plancher terrasse	10
Tableau II.4: Charge permanente de l'étage courant	11
Tableau II.5: Charge permanente des murs extérieurs et intérieurs	11
Tableau II.6: Charge du balcon	12
Tableau II.7: Charge permanente du palier	13
Tableau II.8: Charge de la volée	13
Tableau II.9: Charge de l'acrotère	14
Tableau II.10: Les sections des poutres sont résumées	16
Tableau II.11: Dégressions des charges d'exploitations	20
Tableau II.12: Charges permanentes	20
Tableau II.13: Choix de la section du poteau permanentes.....	22
Tableau II.14: Choix de la section du poteau	22
Tableau II.15: Vérification du flambement.....	23

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1: Les moments dans les travées et les appuis L'elu	59
Tableau III.2: Les moments dans les travées et les appuisL'els	62

Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités sens x-x et y-y	75
Tableau IV.2: Centre de masse et excentricité des niveaux	77
Tableau IV.3: Périodes, modes et facteurs de participation massique	77
Tableau IV.4: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale)	79
Tableau IV.5: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal)	80
Tableau IV.6: Combinaisons des réponses modales	81
Tableau IV.7: Combinaisons des réponses modales	82
Tableau IV.8: Combinaisons des réponses modales	82
Tableau IV.9: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens x-x. 83	83
Tableau IV.10: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens y-y83	83
Tableau IV.11: Le déplacement inter-étage dans le sens x-x.....	84
Tableau IV.12: Le déplacement inter-étage dans le sens y-y.....	84
Tableau IV.13: Vérification de l'effet P-Delta sens x-x	85
Tableau IV.14: Vérification de l'effet P-Delta sens y-y	85
Tableau IV.15: Calcul le moment de renversement sens x-x.....	86
Tableau IV.16: Calcul le moment de renversement sens y-y.....	87

Tableau IV.17: Centre de gravité et de torsion	87
Tableau IV.18: Vérification de renversement	87
Tableau IV.19: Vérification des poteaux a l'effet de l'effort normal réduit	88

Chapitre V : Etude des éléments principaux

Tableau V.1: Exemple de ferrailage d'un poteau.....	95
Tableau V.2: Ferrailage longitudinales des poutres principales	104
Tableau V.3: Ferrailage longitudinales des poutres secondaire	105

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1: Les surfaces revenant aux semelles.....	123
Tableau VI.2: Les moments à L'ELU	129
Tableau VI.3: Les moments à L'ELS.....	129
Tableau VI.4: Les armatures à L'ELU	130
Tableau VI.5: Les armatures à L'ELS.....	130
Tableau VI.6: Vérification des moments	131
Tableau VI.7: Calcul des efforts	137

Symboles et notations

Symboles	Notations
A', Aser	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement
At	Section d'un cours d'armature transversale
A	Coefficient d'accélération de zone
A	Coefficient de la fibre neutr
B	Aire d'une section de béton
Br	Section réduite
b	La largeur en générale
c	Cohésion du sol
D	Facteur d'amplification dynamique
E	Module d'élasticité longitudinale
Ei	Module de Yong instantané
Ev	Module de Yong différé.
Es	Module d'élasticité de l'acier
ELU	Etat limite ultime
ELS	Etat limite de service
fbu	Contrainte de compression du béton
fe	Limite d'élasticité de l'acier
fc28	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours
ft28	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours
fji	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement
fgi	Flèche instantanée due aux charges permanentes
fqi	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations
fgv	Flèche différée due aux charges permanentes
Δf	Fleche totale
Δfadm	Fleche admissible
G	Charges permanentes
H	Hauteur
ht	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures du radier
hcc	Hauteur du corps creux
hr	Hauteur de la dalle du radier
hdc	Hauteur de la dalle de compression
he	Hauteur libre d'étage

I	Moment d'inertie
I_f	Moment d'inertie fissuré
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité
L	Portée d'un élément
L_{max}	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
L_x	Distance entre de deux poutrelles
L_y	Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles
M	Moment en générale
M_a	Moment en appui
M_t	Moment en travée
M_o	Moment isostatique
N	Effort normal
n	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton
R	Coefficient de comportement global
S	Section d'un élément
S_{rad}	Surface du radier
S_t	Espacement des armatures
T₁, T₂	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site
V	Effort tranchant
W	Poids de la structure
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton
γ_w	Pois volumique de l'eau
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier
σ_{adm}	Contrainte admissible
τ	Contrainte de cisaillement
ξ	Pourcentage d'amortissement critique
C_t	Coefficient qui dépend du système de contreventement
β	Coefficient de pondération
λ_i	Coefficient instantané
λ_v	Coefficient différé

RESUME

Le présent mémoire, étudie un bâtiment en **R+7+Sous-Sol** à usage d'habitation. Il est implanté à la wilaya de BOUIRA. Cette région est classée en zone sismique **Ila** selon le RPA-99 /version 2003.

Cet ouvrage est une structure mixte (portiques-voiles), et le pré dimensionnement des éléments porteurs a été fait conformément au CBA93 et RPA99/version2003. L'analyse sismique de la structure a été réalisée par le logiciel de calcul par élément finis **ETABS**.

Une étude sur l'influence de la prise en charge de l'Effet **P-Delta**, selon la méthode approchée du RPA-99 /version 2003 et des résultats obtenus par des applications numériques sont présentés.

Mots clés : Bâtiment, zone sismique, voiles, élément finis, P-Delta.

ABSTRACT

This brief, studies a building in **G+7+BASEMENT** for residential use. It is located in the wilaya of BOUIRA. This region is classified as a seismic zone **Ila** according to RPA-99 /version 2003.

This work is a mixed structure (sail-gantries), and the pre-sizing of the carrying elements was done in accordance with CBA93 and RPA99/version2003. The seismic analysis of the structure was carried out by the **ETABS** finite element computing software.

A study on the influence of support for the **P-Delta** Effect, using the approached method of RPA-99 /version 2003 and results obtained by digital applications are presented.

Key words : Building, seismic zone, sail, finite element, P-Delta.

الملخص

هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية سكنية ذات **طابق ارضي+7+طابق سفلي** بولاية البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية **Ila** حسب مركز دراسة هندسة الزلازل الجزائري.

محققة بواسطة العارضات و الأعمدة و الجدران ذات الخرسانة المسلحة لضمان استقرار البناية و مقاومتها لكل

الحمولات العمودية و الأفقية. قياس و تسليح مختلف العناصر الأساسية مصمم طبقا للمعايير و القوانين المعمول بها

حسب مقياس دراسة هندسة الزلازل الجزائري المعدل بعد زلزال 21ماي 2003 و مقياس الاسمنت المسلح.

بالإضافة إلى التحقق من ظاهرة تأثير ثقل البناية أثناء حدوث حركة زلزالية (الانتقال النسبي) ، و ذلك وفقا للمقياس

المذكور سابقا و لنتائج التحليل الإنشائي باستعمال البرنامج (**ETABS**).

الكلمات الدلالية : بناية، المنطقة الزلزالية، الجدران ذات الخرسانة المسلحة، التحليل الإنشائي، الانتقال النسبي.

Introduction générale

Introduction générale

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions généralement criardes.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure à fin de mieux prévoir sa réponse sismique a un niveau d'accélération donné.

En effet l'ingénieur est directement lié à la conception et à la réalisation d'édifices de manière à préserver la sécurité des vies humaines et des biens matériels.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventements visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, la capacité portantes du sol ainsi que les contraintes architecturales.

Le cycle de formation d'ingénieur en génie civil étant arrivé à terme, et dans le but de concrétiser les connaissances acquises durant notre cursus, nous avons choisi l'étude et le calcul des éléments structuraux d'un bâtiment (RDC+7+sous-sol) contreventé par voiles qui doit être calculé pour garantir sa stabilité et assurer la sécurité des usagers. Pour cela, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur à savoir

- Le règlement parasismique algérien (RPA99, modifié en 2003).
- Les techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions des bâtiments en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91).

Pour notre étude, nous nous sommes basés sur les choix du système de contreventement qui joue un rôle important dans la stabilité de la structure.

Notre travail est regroupé en six chapitres :

- Les trois premiers chapitres traitent la description de l'ouvrage et le pré dimensionnement des éléments ainsi que le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre présente l'étude de l'action sismique sur la structure.
- Le cinquième chapitre a pour objet le calcul du ferrailage des portiques et des voiles.
- Le sixième chapitre concerne l'étude de l'infrastructure.

L'ensemble des chapitres présentés ont comme finalité l'étude d'une structure parasismique qui va être illustrée tout au long de notre travail.

CHAPITRE I
Présentation de
l'ouvrage

I.1) Description de l'ouvrage

La structure étudiée est composée d'un seul bloc de **(RDC+7+ Sous-sol)** à usage d'habitation, sise a la wilaya de boumerdes .

I.2) Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Les dimensions de l'ouvrage sont :

- Longueur totale.....24.70 m
- Largeur totale.....15.50 m
- Hauteur totale.....25.50 m
- Hauteur du sous-sol.....4.08 m
- Hauteur du R.D.C.....4.08 m
- Hauteur d'étage.....3.06 m

I.3) Données sismique de la structure

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon le **RPA 99/ version 2003** comme une zone de sismicité moyenne (**IIa**).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- La contrainte admissible du sol = 2 bars.
- Le site est considéré comme **meuble (catégorie S3)**.

I.4) Les éléments de l'ouvrage

I.4.1) L'ossature : La structure est composée d'une ossature en béton armé pour laquelle on a proposé un contreventement mixte : voiles en béton armé et portique (poteaux-poutre).

I.4.2) La toiture : Elle est constituée en corps creux et tuiles mécaniques.

I.4.3) Les planchers : Tous les planchers sont réalisés en corps creux et d'une dalle de compression reposant sur les poutrelles coulé sur place, disposées suivant le sens transversal.

I.4.4) Les escaliers : Les escaliers seront constitués en béton armé coulé sur place, leur réalisation s'effectuera par étage.

I.4.5) Balcons : Les balcons sont réalisés en dalles pleines.

I.4.6) L'ascenseur : Notre tour comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

I.4.7) Le remplissage (maçonnerie) : La maçonnerie du bâtiment réalisée en briques creuses.

- Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10 cm et 15 cm d'épaisseurs), séparé par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de la brique d'épaisseur 10 cm.

I.4.8) L'acrotère : Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

I.4.9) Les revêtements :

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

I.4.10) Les fondations : La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure. Elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

I.4.11) Système de coffrage : On opte pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.5) Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5.1) Béton : Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau.

- A titre indicatif le dosage courant par 1m^3 est comme suit :
 - Granulats (sable 0/5, gravier 5/25) : (Gravions : 800 L ; Sable : 400 L)
 - Ciment : 300 à 400 Kg/m^3
 - Eau de gâchage : 150 à 200

Tableau I.1: Les Caractéristiques de béton

Béton		
f_{c28} (MPa)	25	
f_{i28} (MPa)	$0.6 + 0,06.f_{c28} = 2.1$	
E_{ij} (MPa)	$11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.115$	
E_{iv} (MPa)	$3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$	
N	0	ELU
	0.2	ELS
G (MPa)	$E / (2(1+\nu))$	
f_{bu} (MPa)	$(0.85f_{c28}) / (\theta \cdot \gamma_b)$	
γ_b	1.15	situation accidentelle
	1.5	situation courante (durable)
Θ	1	$T > 24h$
	0.9	$1h \leq T \leq 24h$
	0.85	$T < 1h$
σ_{bc} (MPa)	$0,6f_{c28} = 15$	
τ_u (MPa)	FNP	$\leq 0.64(f_{ci}^{2/3} / \gamma_b)$
	FP et FTP	$\leq 0.51(f_{ci}^{2/3} / \gamma_b)$
	Armatures inclinées à 45°	$\leq 0.90(f_{ci}^{2/3} / \gamma_b)$

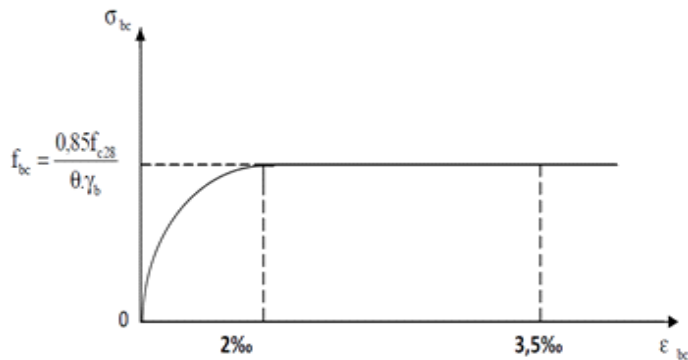


Figure I.1: Diagramme contrainte – déformation de béton à l'ELU

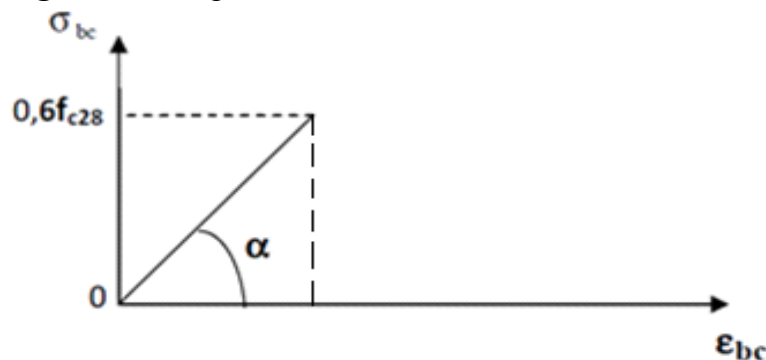


Figure I.2: Diagramme contrainte – déformation de béton à l'ELS

I.5.2) Acier

a) **Généralités** : Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces :

- Les ronds lisses (RL) FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement. Néanmoins, ce type d'armatures n'est utilisé en Algérie.
- Les aciers à haute adhérence (HA) FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520.

Tableau I.2: Les caractéristiques de l'acier

Acier		
f_e (MPa)	400	
E_s (MPa)	200000	
N	0.3	
σ_s (MPa)	FPN	Fe
	FP	$\min \{2/3f_e; \max (0.5f_e, 110\sqrt{(\eta^*f_{tj})})\}$
	FTP	$0.8 \min \{2/3f_e; \max (0.5f_e, 110\sqrt{(\eta^*f_{tj})})\}$
γ_s	1.15	situation courante
	1	situation accidentelle
H	1.6	HA ($\Phi \geq 6$ mm)
	1.3	HA ($\Phi < 6$ mm)
	1	RL
σ_{st} (MPa)	f_e / γ_s (ELU)	

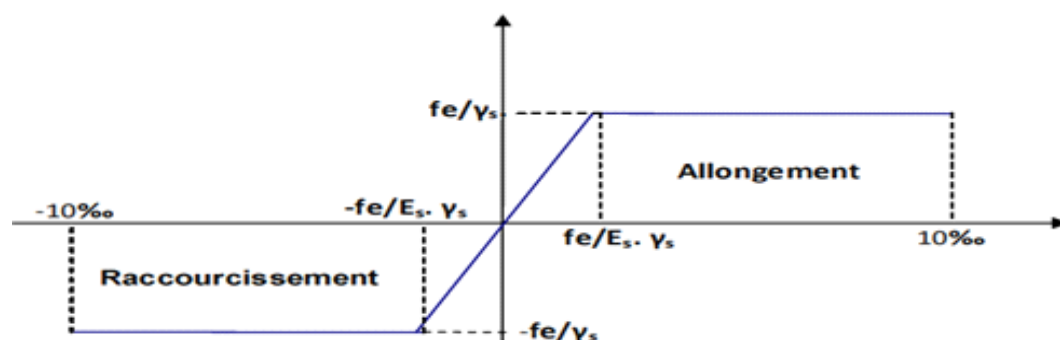


Figure I.3: Diagramme contrainte – déformation de l'acier

b) Protection des armatures (BAEL 91, art A.7.2, 4)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5$ cm : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.

- $C \geq 3 \text{ cm}$: pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1 \text{ cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux condensations.

I.6) Hypothèses de calcul

Les hypothèses de calcul sont énumérées ci-dessous :

- Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligée.

I.6.1) Etats limites ultimes (ELU)

- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10‰, pour le raccourcissement unitaire du béton à 3.5 ‰ en flexion et 2‰ en compression simple.
- On peut supposer concentré en son centre de gravité la section d'un groupe de Plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvue que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 ‰.

I.6.2) Etats limites de service (ELS)

- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.
- L'aire de l'acier est concentré en son centre de gravité.
- Le coefficient d'équivalence $n = E_s/E_b$ est fixé forfaitairement $n = 15$.

I.7) La réglementation utilisée

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- **BAEL 91** (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites).
- **RPA 99 modifié 2003** (règles parasismiques algériennes).
- **DTR.BC-2.2** (charges et surcharges d'exploitations).
- **CBA 93** Règle de conception et de calcul des structures en béton armée.

CHAPITRE II
Pré dimensionnement
et décente des charges

II.1) Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99/Version 2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs. Ils peuvent être modifiés après certaines vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2) Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99 version 2003**, **CBA93**, **BAEL 91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

II.2-1) Les Planchers

Tous les planchers sont à corps creux, ce choix a été adopté pour les conditions suivantes :

- l'absence des charges concentrées importantes sur les planchers.
- plus économique qu'une dalle pleine.
- Bonne isolation phonique et thermique.

❖ Plancher en corps creux :

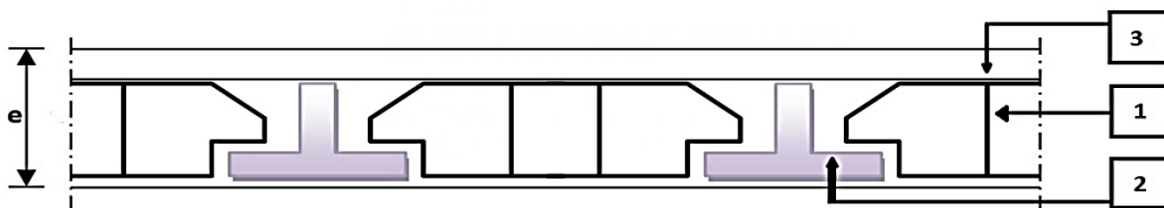


Figure II .1 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage « les entres vous » ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis).

On détermine la hauteur du plancher avec la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \text{ [B.A.E.L.91].}$$

La hauteur totale du plancher

L : Portée libre maximale

$L_{x_{max}}$: distance max entre d'appuis selon ox

$L_{y_{max}}$: distance max entre d' appuis selon oy

$L_{max} = 4.30m$

$$h_t \geq \frac{430}{22.5} = 19.11 \text{ cm}$$

on prend $h_t = 20 \text{ cm}$ (16+4)

II.2.2) Les balcons

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine encastrée d'un côté et libre d'un autre.

L'épaisseur de la dalle du balcon est conditionnée par :

$$e \geq L/10$$

On prend comme épaisseur : $e \geq 135/10 = 13.5 \text{ cm}$

Donc on prend $e = 15 \text{ cm}$.

II.2.3) L'acrotère

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade (figure II.2). il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. L'acrotère est soumis à son poids propre (g) qui donne un effort normal n_g et une charge d'exploitation horizontale non pondérée estimée à 1 kN/M provoquant un moment de flexion.

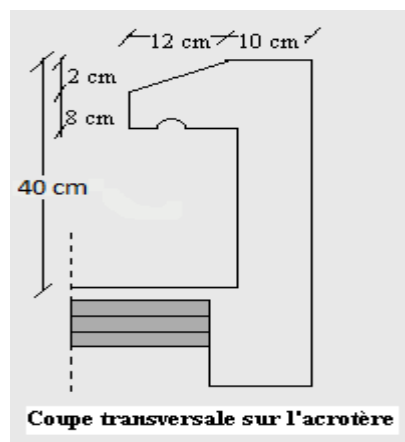


Figure II.2.1 'a crotère

II.2.4) Les escaliers

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Dans notre structure les escaliers de RDC et les autres niveaux comporte deux volées avec un palier intermédiaire.

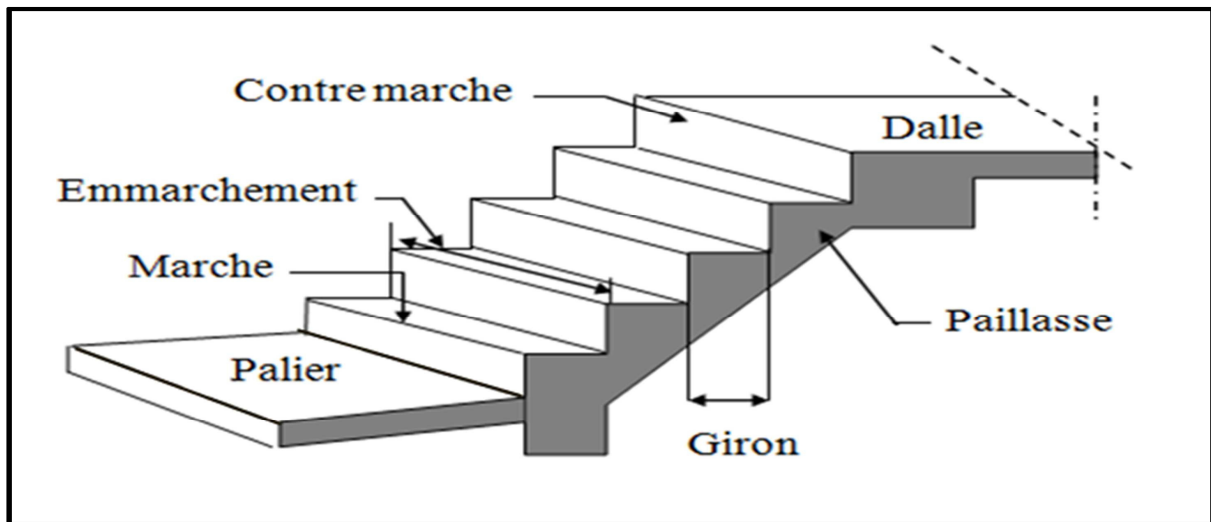


Figure II.3 : Les escaliers

❖ Caractéristiques techniques

Un escalier est caractérisé par :

- g : largeur de la marche (Giron).
- e_p : épaisseur de la paillasse.
- H : hauteur de la contre marche.
- L : largeur de la volée.
- n : nombre de marches.

❖ Le pré-dimensionnement

❖ escalier de l'étage courant

Le pré-dimensionnement s'effectue à l'aide de la formule suivante La formule de BLONDAL :

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

- Hauteur de la marche $16.5 \leq h \leq 17.5$ $h = 17 \text{ cm}$
- En pratique on prend $g=30 \text{ cm}$
- Hauteur d'étage $H = 3.06$
- Nombre de contre marches $n=H/h = 306/17 = 18$.

- Nombre de marches (8+8).
 - Hauteur de la paillasse $h' = 0.17 \times 9 = 1.53\text{m}$
 - La longueur projetée de la paillasse $l = g(n-1) = 2.40\text{m}$
 - L'inclinaison de la paillasse $\text{tg} \alpha = h'/l \rightarrow \alpha = 32.52^\circ$
 - La largeur de la paillasse $l_p = h' / \sin \alpha = 2.85\text{m}$
 - L'épaisseur de la paillasse $l_p/30 \leq e \leq l_p/20 \rightarrow e = 15\text{cm}$
- L'épaisseur du palier $e = 15\text{cm}$

Tableau II.1 : récapitulatif

Niveau	H(m)	H'(m)	N	L(m)	α	L_p (m)	e (paillasse)	e (palier)
	3.06	1.53	18	2.4	32.52	2.85	0.15	0.15

Formule de BLONDAL : $59 \text{ cm} \leq g + 2 h \leq 66 \text{ cm}$

Hauteur de la marche : $h = 17 \text{ cm}$

En pratique on prend : $g = 30 \text{ cm}$

Hauteur d'étage : $H = 4.08 \text{ m}$ nombre de contres marches : $n = H/h = 4.08/17 = 24$ contres

Marches (12+12)

Hauteur de la paillasse : $H' = 0.17 * 12 = 1.02 \text{ m} \quad \Leftrightarrow H' = 2.04 \text{ m}$

La longueur projetée de la paillasse : $L = g(n-1) = 3.30 \text{ m}$

L'inclinaison de la paillasse : $\text{tg} \alpha = H'/L \quad \Leftrightarrow \alpha = 31.72^\circ$

La longueur de la paillasse : $L_p = H'/\sin \alpha_1 \quad \Leftrightarrow L_p = 3.88 \text{ m}$

L'épaisseur de la paillasse et du palier : $L_T = 3.88 + 1.35 = 5.23 \text{ m}$

$L_T/30 \leq e \leq L_T/20 \quad \Leftrightarrow e = 20 \text{ cm}$

❖ **Tableau II 02:** récapitulatif

Niveau	H(m)	H'(m)	N	L(m)	α	L_p (m)	e (paillasse)	e (palier)
	4.08	2.04	24	3.30	31.72	3.88	0.20	0.20

II.3) Calcul des charges permanentes et surcharges

a. Plancher terrasse (inaccessible)

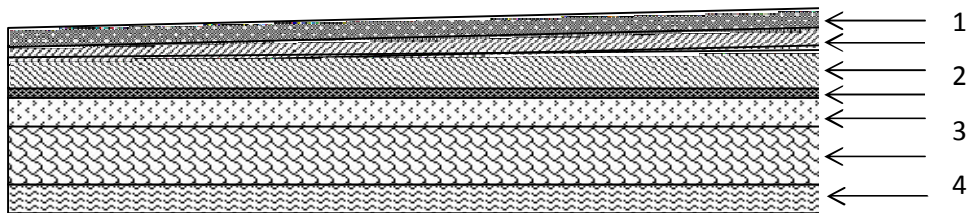


Figure II .4 : Coupe verticale du plancher

Tableau II.3 : valeur de la charge permanente Gt du plancher terrasse.

N°	Eléments	Poids volumique (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (kN/m ²)
01	Couche de gravier	17	0.05	0.85
02	Etanchéité multicouche	06	0.02	0.12
03	Béton en forme de pente	22	0.07	1.54
04	Feuille de polyane	-	-	0.01
05	Hourdis et table de compression (16+4)	/	0.20	2.85
06	Isolation thermique	04	0.04	0.16
07	Enduit sous plafond	05	0.02	0.1
				G= 5.63 kN/m²
				Q = 1 kN/m²

b. Plancher étage courant :

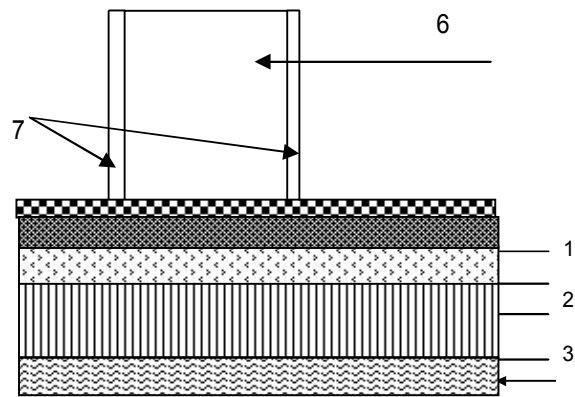


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

Tableau II.4 : valeur de la charge permanente de l'étage courant.

N°	Eléments	Poids volumique γ (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids surfacique (KN/m ²)
01	Carrelage scellé	20	0.02	0.40
02	Mortier de pose	20	0.02	0.40
03	Couche de sable	18	0.02	0.36
04	Dalle en corps creux	/	0.20	2.85
05	Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
06	Cloison de Separation	09	0.1	0.90
				G= 5.11 kN/m²
				Q = 1.50 KN/m²

c. Maçonnerie

Les charges qui reviennent aux murs extérieurs et intérieurs, sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau. II.5 : Charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.

Description des murs	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /N ³)	Poids surfacique (KN/ m ²)
Extérieurs			
Enduit en ciment	0.02	20	0.40
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Brique creuse Extérieure	0.15	9	1.35
Brique creuse Intérieure	0.10	9	0.90
Charge permanents			2.85

Description des murs Intérieurs	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN /N ³)	Poids surfacique (KN/ m ²)
Brique creuse	0.1	0.9	0.90
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Revêtement de ciment	0.02	20	0.4
Charge Permanente G			1.50

d. Les balcons

Les balcons sont constitués en dalle pleine. Les charges et surcharges qui reviennent aux balcons, sont illustrées dans le tableau suivant :

Tableau.II.6: Charge du balcon.

Description	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/ m ³)	Poids surfacique (KN/ m ²)
Carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle de en B A	0.15	25	3.75
Enduit en ciment	0.02	20	0.40
Charge Permanente G			5.31
Charge d'exploitation Q			3.5

E. Escaliers

Les charges et surcharges qui reviennent aux escaliers, sont récapitulées dans les tableaux suivants :

Tableau.II.7: Charge permanente du palier.

Matériau	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Dalle en B A	0,2	25	5
Enduit en ciment	0,03	10	0,3
G = 6,46 KN/m²			
Q=2.5 KN/m²			

Tableau.II.8: Charge de la volée.

Matériau	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	/	/	1
Marche	0,17/2	22	1,87
Paillasse	0,2	25	5
Enduit en ciment	0,03	10	0,3
G = 8,97 KN/m²			
Q=2.5KN/m²			

Tableau.II.9: Charge de l'acrotère.

La masse volumique [KN/m ³]	Surface de l'acrotère [m ²]	Charge de l'acrotère [KN/ml]
25	S = 0.0508	G= 1.27
		Q = 1

F.L'acrotère : Les charges et surcharges qui reviennent à l'acrotère, sont résumées dans les tableaux suivant :

II.4) Pré dimensionnement des éléments porteurs

II.4.1) Pré dimensionnement des poutres

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

- Critère de rigidité.
- Condition du R.P.A 2003.
- Pré dimensionnement des poutres principales [p.p.]
- Critère de rigidité

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h < b \leq 0,7h \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : la portée de la poutre.

$$\text{Pour } L = 430 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 28.67 \leq h \leq 43 \rightarrow h = 40 \text{ cm.} \\ 12 < b \leq 28 \rightarrow b = 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

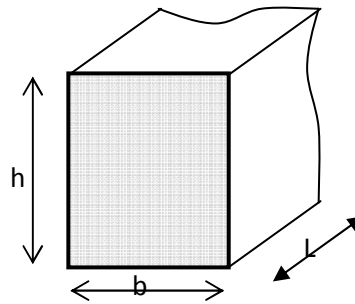


Figure II.6: Dimensions de poutre

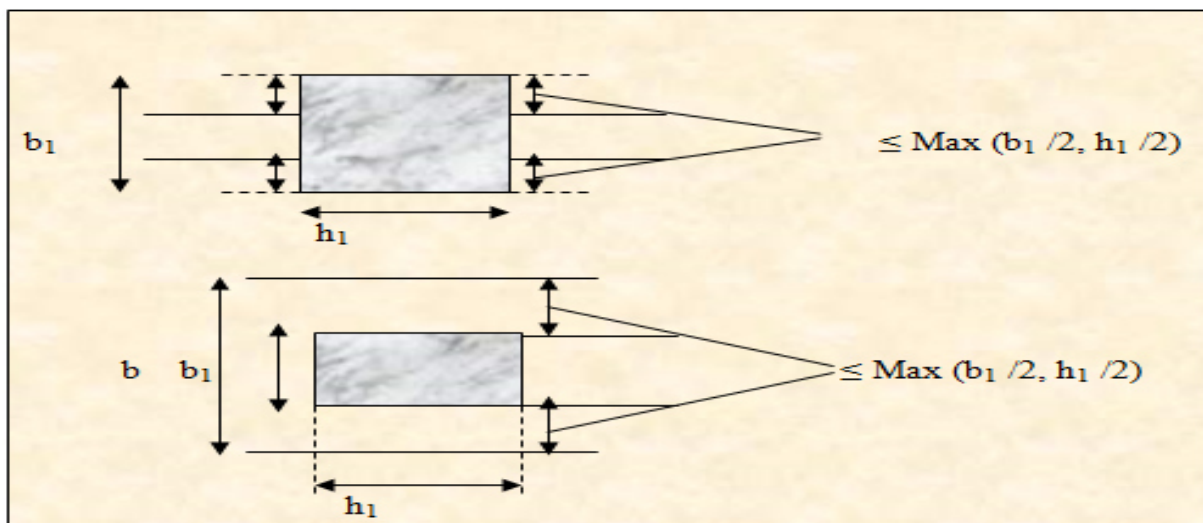


Figure II.7 : Dimensions à respecter par les poutres

- condition du R.P.A 99

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ (h/b) \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 40 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ (40/30) = 1.33 \leq 4 \end{cases} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Donc la section adoptée pour les poutres principales est $(40 \times 30) \text{ cm}^2$.

- Pré dimensionnement des Poutres secondaire [P.S]

- Critère de rigidité

- : Pour : $L = 420 \Rightarrow \begin{cases} 28 \leq h \leq 42 \rightarrow h = 35 \text{ cm} \\ 10.5 < b < 24.5 \rightarrow b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

- Condition du R.P.A 03

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ b = 25 \geq 20 \text{ cm} \\ (35/25) = 1.40 \leq 4 \end{array} \right.$$

Donc la section adoptée pour les poutres secondaires est **(35*25) cm²**

Les sections des poutres sont résumées dans le tableau suivant :

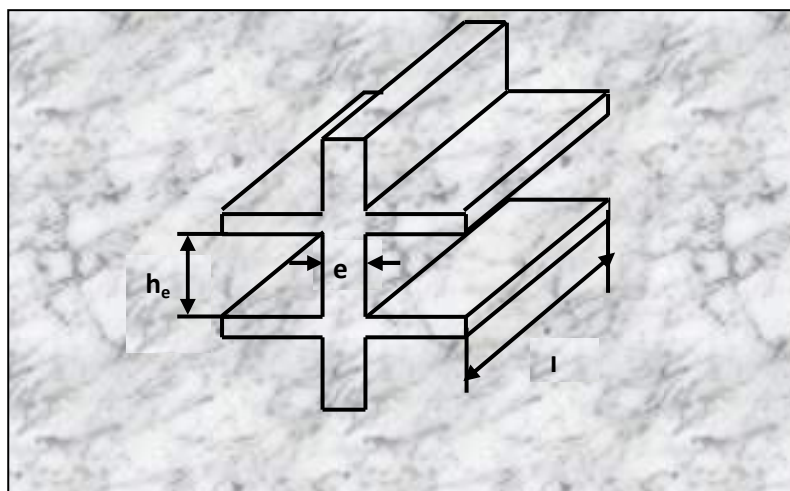
Tableau II.10. Les sections des poutres sont résumées.

	Poutre principale	Poutre secondaire	Vérification
$b \geq 20 \text{ cm}$	30	25	C.V
$h \geq 30 \text{ cm}$	40	35	C.V
$h/b \leq 4$	1.33	1.40	C.V

II.4.2). Les Voiles

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales.

D'après RPA 99 ne sont considérés comme voiles de contreventement que les éléments que les éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4e$.



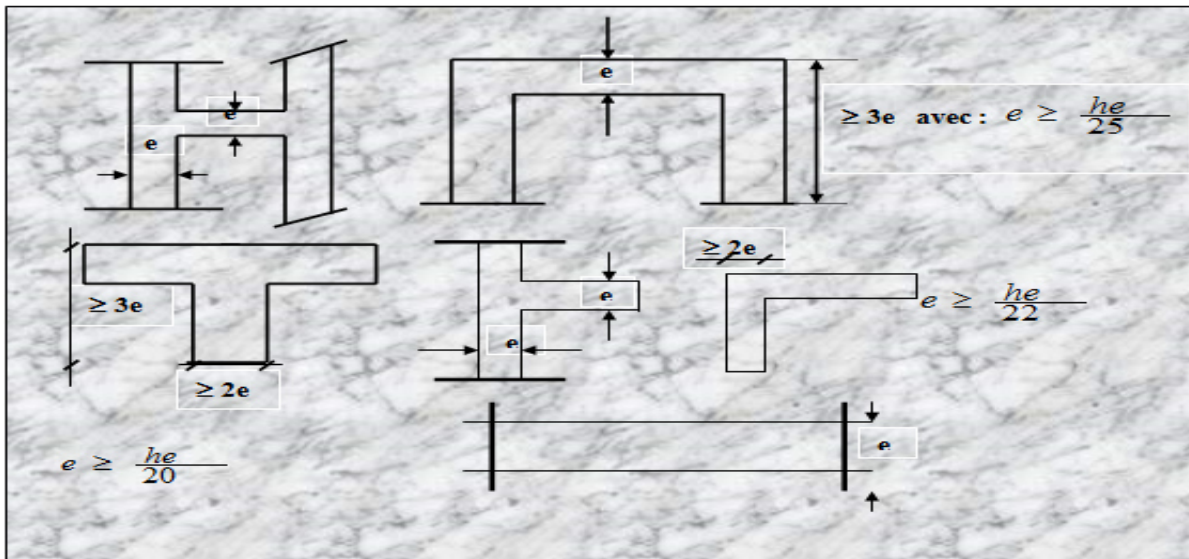


Figure II.8 : Coupe du voile en plan.

❖ pour RDC et sous sol

h_e : hauteur libre de sous sol et de RDC.

$$h_e = h_{\max} = 4.08 - 0,20 = 3.88\text{m} = 388\text{cm.}$$

$$e \geq \max(19.4 ; 17.64 ; 15.52) \quad e \geq 19.4 \text{ cm}$$

On prend : $e = 20 \text{ cm}$

❖ Pour l'étage courant

h_e : hauteur libre d'étage courant.

$$h_e = h_{\max} = 3.06 - 0,20 = 2.86\text{m} = 286\text{cm.}$$

$$e \geq \max(; ;) \quad e \geq \max(14.3 ; 13 ; 11.44) \quad e \geq 14.3 \text{ cm}$$

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

❖ Conclusion

Ainsi, on adopte l'épaisseur des voiles : $e = 20\text{cm}$ sur toute la hauteur de la structure.

$$L \geq 4e = 80 \text{ cm}$$

II.4.3) Les poteaux

Le calcul de la section du béton se fera au flambement sous l'action de la compression centrée. Les règles du **CBA93** préconisent de prendre la section réduite (en enlevant une bande de largeur de «1cm» sur toute la périphérie de la section droite) afin de tenir compte de la ségrégation du béton.

Principe : Le pré dimensionnement de la section du béton des poteaux sera fait en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge, tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

La formule générale

$$Br \geq (k \beta Nu) / ((\theta f_{bu} / 0,9) + (0,85 / 100) \cdot f_{ed})$$

Où

$$Nu = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

Br : la section réduite de poteau et $Br = (a - 2cm) * (b - 2cm)$ Nu : l'effort normal ultime $Nu = 1,35 G + 1,5 Q$

k = 1.10 si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours

k = 1.20 et si plus de la majorité des charges

 f_{c28} est remplacé par f_{tj} est appliquée avant 28 jours

k = 1 pour les autres cas

Dans notre cas on a k = 1

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \gamma_b ; f_{ed} = f_e / \gamma_s$$

α : Coefficient dépendant de l'élançement mécanique « λ » des poteaux qui est défini comme suit : $\alpha = 0,85 / \beta$

Tel que est donné comme suite :

$$\text{- si } \lambda \leq 50 : \quad \beta = 1 + 0,2 \cdot (\lambda / 35)^2;$$

$$\text{- si } 50 < \lambda < 70 : \quad \beta = 0,60 (50 / \lambda)^2.$$

$$\lambda = l_f \quad (a : \text{la plus petite cote})$$

Le calcul se fait en compression centrée. On fixe l'élançement mécanique forfaitairement à $\lambda = 35$ (pour que toutes les armatures participent à la résistance) d'après le **BAEL 91** On aura : $a = l_f / 10$, tel que l_f la longueur de flambement.

α : Coefficient dépendant de l'élançement mécanique : α des poteaux qui prend les valeurs :

$$\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 * (\lambda / 35)^2) \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.60 * (50 / \lambda)^2 \quad 50 < \lambda \leq 70$$

λ : est égale à 35 pour être toujours dans la compression centrée suivant le même article,

d'où : $\alpha = 0.85 / (1 + 0.2 * 1) = 0.708$

D'où : $\beta = 1 + 0.2 * 1 = 1.2$

$$Br \geq (k \beta Nu) / ((\theta f_{bu} / 0.9) + (0.85 / 100) \cdot f_{ed})$$

$$Br \geq ((1.1 \cdot 2 \cdot Nu \cdot 10^{-3}) / (1 \cdot (14.2 / 0.9) + (0.85 / 100) \cdot 348)) \cdot 10^4$$

$$Br \geq 0.64 Nu \text{ (cm}^2\text{)}$$

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on se réfère dans un premier temps au RPA 2003 qui fixe la section minimale d'un poteau en zone II (30x30) cm² pour les poteaux carrés et D ≥ 35 cm pour les poteaux circulaires.

Le pré-dimensionnement se fait en considérant le poteau le plus sollicité.

Pour déterminer les dimensions, on présente la méthode de calcul suivante :

Pour tenir compte de poids de maçonnerie et de l'acrotère on doit majorer la surface de 15%.

- **La section du poteau le plus sollicité**

$$S = (1.53 + 2.15) \times (2.10 + 1.18)$$

$$S = 12.07 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{majorée}} = S \times 1.15 = 13.88 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{majorée}} = 13.88 \text{ m}^2$$

- **La descente de charge**

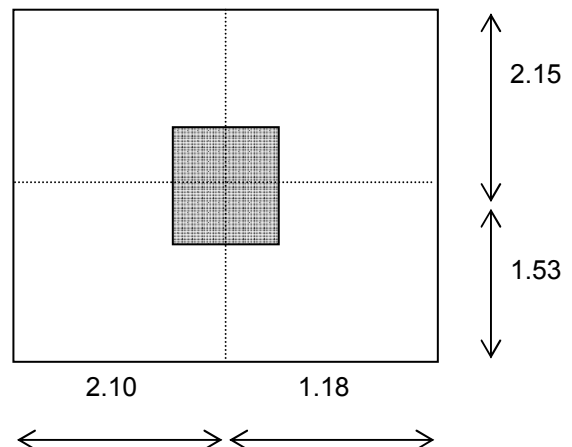


Tableau II.11: Tableau de loi de dégressions des charges d'exploitations.

Niveau de plancher	Charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation	Σ charge d'exploitation (KN)
Terrasse	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	12.07
P7	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	30.18
P6	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	46.47
P5	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	60.95
P4	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	73.63
P3	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	84.49
P2	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	93.54
P1	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,71(Q_1+\dots+Q_7)$	102.05
RDC	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,69(Q_1+\dots+Q_8)$	112.00
S/SOL	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,66(Q_1+\dots+Q_9)$	119.61

Tableau II.12: Tableau des charges permanentes.

Niveaux	Elément	G (KN)
9 – 9	Plancher terrasse Poutre principale Poutre secondaire	$12.07 \times 5.36 = 64.70$ $0.3 \times 0.4 \times 3.68 \times 25 = 11.04.$ $0.25 \times 0.35 \times (3.28 - 0.3) \times 25 = 6.52.$ G = 82.26.
8 – 8	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 9 -9	$12.07 \times 5.18 = 62.52.$ $0.3 \times 0.4 \times 3.68 \times 25 = 11.04.$ $0.25 \times 0.35 \times (3.28 - 0.3) \times 25 = 6.52.$ $0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06 - 0.4) = 5.99.$ 82.26 G = 168.33.
7 – 7	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 8 – 8	$12.07 \times 5.18 = 62.52.$ $0.3 \times 0.4 \times 3.68 \times 25 = 11.04.$ $0.25 \times 0.35 \times (3.28 - 0.3) \times 25 = 6.52.$ $0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06 - 0.4) = 5.99.$ 168.33 G = 254.40
6 – 6	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 7 - 7	$12.07 \times 5.18 = 62.52.$ $0.3 \times 0.4 \times 3.68 \times 25 = 11.04.$ $0.25 \times 0.35 \times (3.28 - 0.3) \times 25 = 6.52.$ $0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06 - 0.4) = 5.99.$ 254.40 G = 340.47

5 – 5	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 6 – 6	$12.07 \times 5.18 = 62.52.$ $0.3 \times 0.4 \times 3.68 \times 25 = 11.04.$ $0.25 \times 0.35 \times (3.28 - 0.3) \times 25 = 6.52.$ $0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06 - 0.4) = 5.99.$ 340.47 G = 426.54
4 – 4	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant 5 – 5	$12.07 \times 5.18 = 62.52.$ $0.3 \times 0.4 \times 3.68 \times 25 = 11.04.$ $0.25 \times 0.35 \times (3.28 - 0.3) \times 25 = 6.52.$ $0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06 - 0.4) = 5.99.$ 426.54 G = 512.61
3 – 3	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant de 4-4	$12.07 \times 5.18 = 62.52.$ $0.3 \times 0.4 \times 3.68 \times 25 = 11.04.$ $0.25 \times 0.35 \times (3.28 - 0.3) \times 25 = 6.52.$ $0.3 \times 0.3 \times 25 \times (3.06 - 0.4) = 5.99.$ 512.61 G = 598.68
RDC	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant de 3-3	$12.07 \times 5.18 = 62.52.$ $0.3 \times 0.4 \times 3.68 \times 25 = 11.04.$ $0.25 \times 0.35 \times (3.28 - 0.3) \times 25 = 6.52.$ $0.3 \times 0.3 \times 25 \times (4.08 - 0.4) = 8.28 .$ 598.68 G = 687.04
Sous sol	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant de RDC	$12.07 \times 5.18 = 62.52.$ $0.3 \times 0.4 \times 3.68 \times 25 = 11.04.$ $0.25 \times 0.35 \times (3.28 - 0.4) \times 25 = 6.52.$ $0.3 \times 0.3 \times 25 \times (4.08 - 0.4) = 8.28.$ 687.04 G = 775.40

Tableau II.13: choix de la section du poteau permanentes.

Etage	G (KN)	Q (KN)	N_u (KN) (1,35G + 1,5Q)*1.15	$B_r =$ $0,64N_u$ (cm^2)	a (cm^2) + 2	a x b selon RPA
7 ^{ème}	82.26	12.07	148.52	95.05	11.75	30 x 30
6 ^{ème}	168.33	30.18	313.40	200.58	16.16	30 x 30
5 ^{ième}	254.40	46.47	475.12	304.08	19.44	30 x 30
4 ^{ème}	340.47	60.95	633.72	405.58	22.14	30 x 30
3 ^{ème}	426.54	73.63	789.22	505.10	24.47	30 x 30
2 ^{ème}	512.61	84.49	941.57	602.60	26.55	30 x 30
1 ^{er}	598.68	93.54	1076.83	689.17	28.25	30 x 30
RDC	687.04	102.05	1242.67	795.31	30.20	30 x 30
Sous -sol	775.40	112.00	1397.00	894.08	31.90	30 x 30

❖ **Conclusion**

Les dimensions des poteaux prises en considération sont indiquées le tableau ci-dessous

Tableau II.14: choix de la section du poteau.

Niveaux	S- Sol, RDC	1 ^{ère} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème}	5 ^{ème} , 6 ^{ème}	7 ^{ème}
Poteau	(50*50) cm^2	(45*45) cm^2	(40*40) cm^2	(35*35) cm^2	(30*30) cm^2

• **Vérification vis-à-vis du RPA2003**

Selon l'article 7.4.1 du RPA2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- $1/4 \leq b/h \leq 4$ toutes les conditions sont vérifiées.

Et d'autre part, **ART 7.4.3.1 du RPA 99**, outre les vérifications prescrit par le **CBA93** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_U}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

- **Vérification au flambement**

On doit vérifier que : $\lambda \leq 50$

On a :

- $L_f = l_0$ (la hauteur de poteau).
- $\lambda = L_f / i$ (l'élancement).
- $i =$ (rayon de giration de la section transversale).

Tableau II.15: la Vérification du flambement.

Niveau	La section	L_f	i	λ	$\lambda \leq 50$
S-sol		3.17		21.96	C.V
RDC	50*50	3.68	0.144	25.55	C.V
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	45*45	2.66	0.130	20.46	C.V
3 ^{ème} , 4 ^{ème} étage	40*40	2.66	0.115	23.13	C.V
5 ^{ème} , 6 ^{ème} étage	35*35	2.66	0.101	26.34	C.V
7 ^{ème} étage	30*30	2.66	0.086	30.93	C.V

CHAPITRE III
calcul des
éléments secondaires

III.1) Etude de Plancher

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigide dans leur plan. Ils ont pour rôle :

1-transmettre les charges aux éléments porteurs.

2-Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Les plancher de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles collées sur place. La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher, avec une épaisseur de 4 cm.

III.1.2) Pré dimensionnement des poutrelles

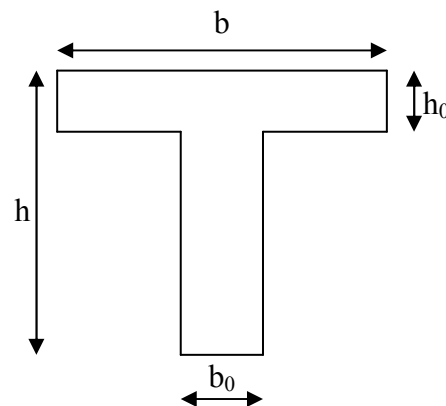
Les poutrelles sont des sections en T_{ϵ} en béton armé qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

III.1.3) Calcul des poutrelles

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T_{ϵ} avec les dimensions suivantes : $b = 65$ cm, $h_0 = 4$ cm, $b_0 = 12$ cm, $h = 20$ cm.



➤ Charges et surcharges

charge	Etage courant	RCD
Charge permanente (KN/ml)	5.11	5.11
Charge d'exploitation (KN/ml)	1.5	3.5

➤ Sollicitations combinées

❖ Etage courant

$$ELU : q_u = (9.148 * 0.65) = 5.95 \text{ KN/ml}$$

$$ELS : q_s = (6.61 * 0.65) = 4.30 \text{ KN/ml}$$

❖ RDC

$$\text{ELU : } q_u = (12.15 \cdot 0.65) = 7.90 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = (8.61 \cdot 0.65) = 5.60 \text{ KN/ml}$$

Remarque

Comme le plancher de RDC est plus chargé que celui de la toiture, on fait le calcul pour le plancher étage courant seulement.

➤ **Choix de la méthode de calcul**

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour le calcul de leurs efforts internes, on utilise l'une des trois méthodes simplifiées :

- La méthode FORFAITAIRE.
- La méthode de CAQUOT.
- La méthode des trois moments.

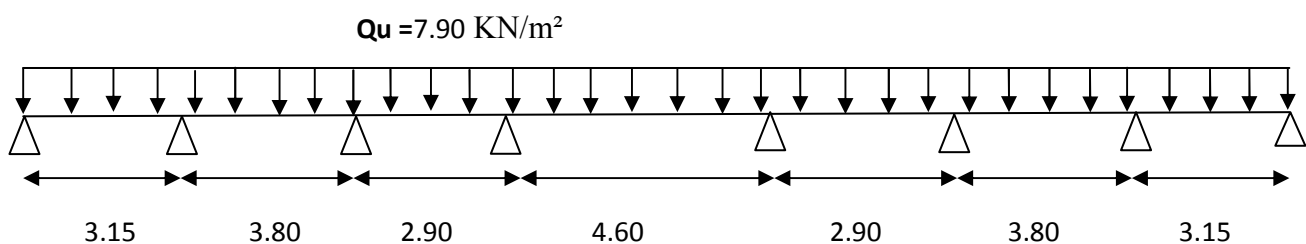
❖ **La méthode FORFAITAIRE**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées qui sont parallèles avec les poutrelles.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$
- 4) Fissuration peu nuisible.

Remarque

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode FORFAITAIRE n'est pas applicable donc on applique la méthode de CAQUOT ou la méthode des trois moments.

▪ **Application**

$$1) Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 < \begin{cases} 7.90 \text{ KN/m}^2 \\ 2G = 15.80 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifié.} \end{cases}$$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.

3) Les portées successives sont dans un rapport entre 0.8 et 1.25

$$\frac{L_n}{L_{n+1}} = \frac{3.80}{2.90} = 1.31 \Rightarrow 1.25 < 1.31 \dots\dots\dots \text{condition non vérifié.}$$

4) Fissuration peu nuisible. **condition non vérifié.**

➤ **Conclusion**

La troisième condition de cette méthode n'est pas vérifiée, donc on passe à la méthode de CAQUOT.

❖ **La méthode de CAQUOT**

La poutre continue est assimilée pour le calcul à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié. Dans ce cas, il n'y aura pas de moments sur les appuis en amont et aval de l'appui considéré, ce qui n'est pas conforme aux hypothèses de la continuité. La méthode de CAQUOT tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives :

- $L' = L$ pour les travées de rive.
- $L' = 0.8L$ pour les travées intermédiaires.

- Pour les travées de rive : $L'_1 = L_1 = L'_7 = L_7 = 3.15\text{m}$
- Pour les travées intermédiaires : $L'_2 = 0.8L_2 = L'_6 = 0.8L_6 = 3.04\text{m}$

$$L'_3 = 0.8L_3 = L'_5 = 0.8L_5 = 2.32\text{m}$$

$$L'_4 = 0.8L_4 = 3.68\text{m}$$

➤ **Moment sur l'appuis**

$$M_a = - \frac{qw.L'w^3 + qeL'e^3}{8.5(L'w + L'e)}$$

- Ma** : le moment sur appuis.
- qw** et **qe** : les charges uniformes sur les travées de gauche et de droite.
- L'w** et **L'e** : les portées fictives des travées de gauche et de droite.

➤ A'ELU

$$Ma_1 = 0 \text{ KN.m}$$

$$Ma_2 = Ma_7 = -\frac{qw.L'w^3 + qeL'e^3}{8.5(L'w + L'e)} = -\frac{7.90(3.15)^3 + 7.90(3.04)^3}{8.5(3.15 + 3.04)} = -8.91 \text{ KN.m}$$

$$Ma_3 = Ma_6 = -\frac{qw.L'w^3 + qeL'e^3}{8.5(L'w + L'e)} = -\frac{7.90(3.04)^3 + 7.90(2.32)^3}{8.5(3.04 + 2.32)} = -7.03 \text{ KN.m}$$

$$Ma_4 = Ma_5 = -\frac{qw.L'w^3 + qeL'e^3}{8.5(L'w + L'e)} = -\frac{7.90(2.32)^3 + 7.90(3.68)^3}{8.5(2.32 + 3.68)} = -9.65 \text{ KN.m}$$

$$Ma_8 = 0 \text{ KN.m}$$

➤ A'ELS

$$Ma_1 = 0 \text{ KN.m}$$

$$Ma_2 = Ma_7 = -\frac{qw.L'w^3 + qeL'e^3}{8.5(L'w + L'e)} = -\frac{5.60(3.15)^3 + 5.60(3.04)^3}{8.5(3.15 + 3.04)} = -6.31 \text{ KN.m}$$

$$Ma_3 = Ma_6 = -\frac{qw.L'w^3 + qeL'e^3}{8.5(L'w + L'e)} = -\frac{5.60(3.04)^3 + 5.60(2.32)^3}{8.5(3.04 + 2.32)} = -4.20 \text{ KN.m}$$

$$Ma_4 = Ma_5 = -\frac{qw.L'w^3 + qeL'e^3}{8.5(L'w + L'e)} = -\frac{5.60(2.32)^3 + 5.60(3.68)^3}{8.5(2.32 + 3.68)} = -6.84 \text{ KN.m}$$

$$Ma_8 = 0 \text{ KN.m}$$

• L'effort tranchant sur l'appuis

1)-à gauche

$$v\omega = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2}$$

➤ A'ELU

$$V\omega_{1-2} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{0 + 8.91}{3.15} - \frac{7.90(3.15)}{2} = -9.61 \text{ KN}$$

$$V\omega_{2-3} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{-8.91 + 7.03}{3.04} - \frac{7.90(3.04)}{2} = -12.62 \text{ KN}$$

$$V\omega_{3-4} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{-7.03 + 9.65}{2.32} - \frac{7.90(2.32)}{2} = -8.03 \text{ KN}$$

$$V\omega_{4-5} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{-9.65 + 9.65}{3.68} - \frac{7.90(3.68)}{2} = -14.53 \text{ KN}$$

$$V\omega_{5-6} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{-9.65 + 7.03}{2.32} - \frac{7.90(2.32)}{2} = -10.29 \text{ KN}$$

$$V\omega_{6-7} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{-7.03 + 8.91}{3.04} - \frac{7.90(3.04)}{2} = -11.39 \text{ KN}$$

$$V\omega_{7-8} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{-8.91 + 0}{3.15} - \frac{7.90(3.15)}{2} = -15.27 \text{ KN}$$

➤ A'PELS

$$V\omega_{1-2} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{0 + 6.31}{3.15} - \frac{5.60(3.15)}{2} = -6.81 \text{ KN}$$

$$V\omega_{2-3} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{-6.31 + 4.20}{3.04} - \frac{5.60(3.04)}{2} = -9.20 \text{ KN}$$

$$V\omega_{3-4} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{-4.20 + 6.84}{2.32} - \frac{5.60(2.32)}{2} = -5.35 \text{ KN}$$

$$V\omega_{4-5} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{-6.84 + 6.84}{3.68} - \frac{5.60(3.68)}{2} = -10.30 \text{ KN}$$

$$V\omega_{5-6} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{-6.84 + 4.20}{2.32} - \frac{5.60(2.32)}{2} = -7.64 \text{ KN}$$

$$V\omega_{6-7} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{-4.20 + 6.31}{3.04} - \frac{5.60(3.04)}{2} = -7.82 \text{ KN}$$

$$V\omega_{7-8} = \frac{M\omega - Me}{L} - \frac{qL}{2} = \frac{-6.31 + 0}{3.15} - \frac{5.60(3.15)}{2} = -10.83 \text{ KN}$$

2)-à droite

$$v_e = v_\omega + ql + \sum P_i$$

➤ A'PELU

$$V_{e1-2} = -V_{w7-8} = 15.27 \text{ KN}$$

$$V_{e2-3} = -V_{w6-7} = 11.39 \text{ KN}$$

$$V_{e3-4} = -V_{w5-6} = 10.29 \text{ KN}$$

$$V_{e4-5} = -V_{w4-5} = 14.53 \text{ KN}$$

$$V_{e5-6} = -V_{w3-4} = 08.03 \text{ KN}$$

$$V_{e6-7} = -V_{w2-3} = 12.62 \text{ KN}$$

$$V_{e7-8} = -V_{w1-2} = 09.61 \text{ KN}$$

➤ A'ELS

$$Ve_{1-2} = -V_{w7-8} = 10.83\text{KN}$$

$$Ve_{2-3} = -V_{w6-7} = 07.82\text{KN}$$

$$Ve_{3-4} = -V_{w5-6} = 07.64\text{KN}$$

$$Ve_{4-5} = -V_{w4-5} = 10.30\text{KN}$$

$$Ve_{5-6} = -V_{w3-4} = 05.35\text{KN}$$

$$Ve_{6-7} = -V_{w2-3} = 09.20\text{KN}$$

$$Ve_{7-8} = -V_{w1-2} = 06.81\text{KN}$$

• Moment de flexion maximal en travée

$$M_t = M\omega - V\omega X_0 - \frac{qX_0^2}{2} - \sum P_i(X_0 - X_i)$$

$$\text{Calcul de } X_0: X_0 = \frac{-V\omega}{q} = L - \frac{V\omega}{Ve - V\omega}$$

➤ A'ELU

$$X_{1-2} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{9.61}{7.90} = 1.21\text{m}$$

$$X_{2-3} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{12.62}{7.90} = 1.59\text{m}$$

$$X_{3-4} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{8.03}{7.90} = 1.01\text{m}$$

$$X_{4-5} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{14.53}{7.90} = 1.83\text{m}$$

$$X_{5-6} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{10.29}{7.90} = 1.30\text{m}$$

$$X_{6-7} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{11.39}{7.90} = 1.44\text{m}$$

$$X_{7-8} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{15.27}{7.90} = 1.93\text{m}$$

➤ A'ELS

$$X_{1-2} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{6.81}{5.60} = 1.21\text{m}$$

$$X_{2-3} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{9.20}{5.60} = 1.64\text{m}$$

$$X_{3-4} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{5.35}{5.60} = 0.95\text{m}$$

$$X_{4-5} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{10.30}{5.60} = 1.83\text{m}$$

$$X_{5-6} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{7.64}{5.60} = 1.36\text{m}$$

$$X_{6-7} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{7.82}{5.60} = 1.39\text{m}$$

$$X_{7-8} = \frac{-V\omega}{q} = \frac{10.83}{5.60} = 1.93\text{m}$$

➤ Moment de flexion maximal en travée

➤ A'ELU

$$M_{t1-2} = M_{t7-8} = M\omega - V\omega X_0 - \frac{qX_0^2}{2} = 5.83\text{KN.m}$$

$$M_{t2-3} = M_{t6-7} = M\omega - V\omega X_0 - \frac{qX_0^2}{2} = 1.16\text{KN.m}$$

$$M_{t3-4} = M_{t5-6} = M\omega - V\omega X_0 - \frac{qX_0^2}{2} = -2.94\text{KN.m}$$

$$M_{t4-5} = M\omega - V\omega X_0 - \frac{qX_0^2}{2} = 3.71\text{KN.m}$$

➤ A'ELS

$$M_{t1-2} = M_{t7-8} = M\omega - V\omega X_0 - \frac{qX_0^2}{2} = 4.14\text{KN.m}$$

$$M_{t2-3} = M_{t6-7} = M\omega - V\omega X_0 - \frac{qX_0^2}{2} = 1.24\text{KN.m}$$

$$M_{t3-4} = M_{t5-6} = M\omega - V\omega X_0 - \frac{qX_0^2}{2} = -1.64 \text{KN.m}$$

$$M_{t4-5} = M\omega - V\omega X_0 - \frac{qX_0^2}{2} = 2.63 \text{KN.}$$

ELU

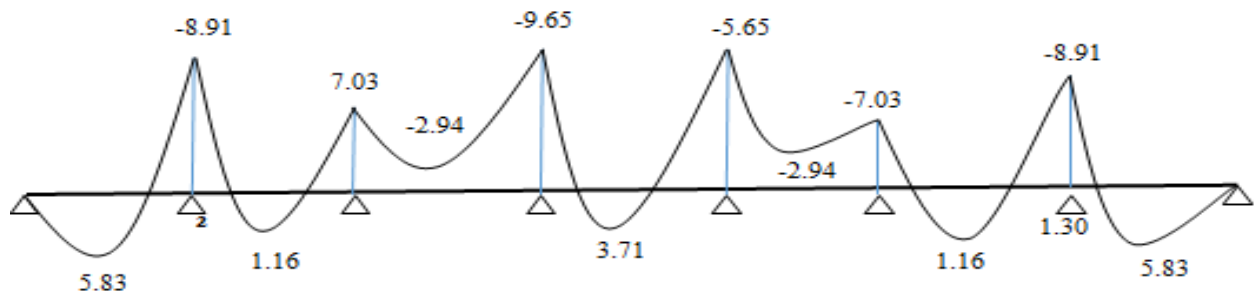


Figure III-1. Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

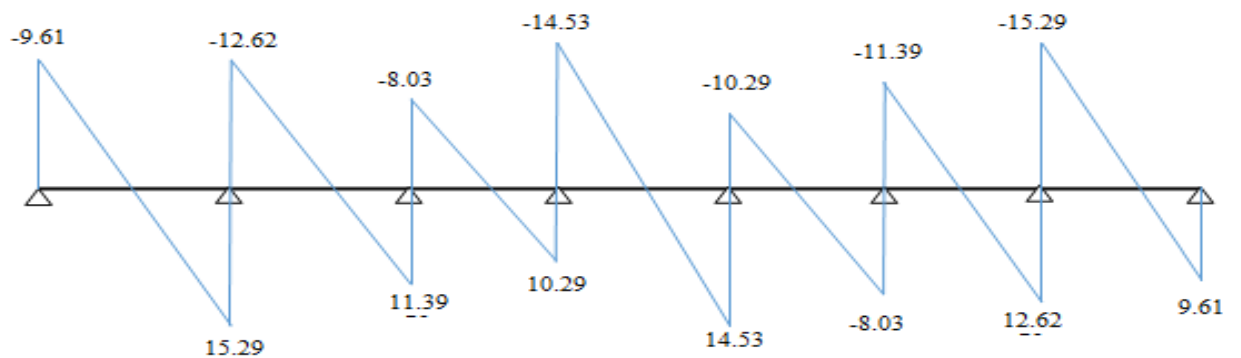


Figure III-2. Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

ELS :

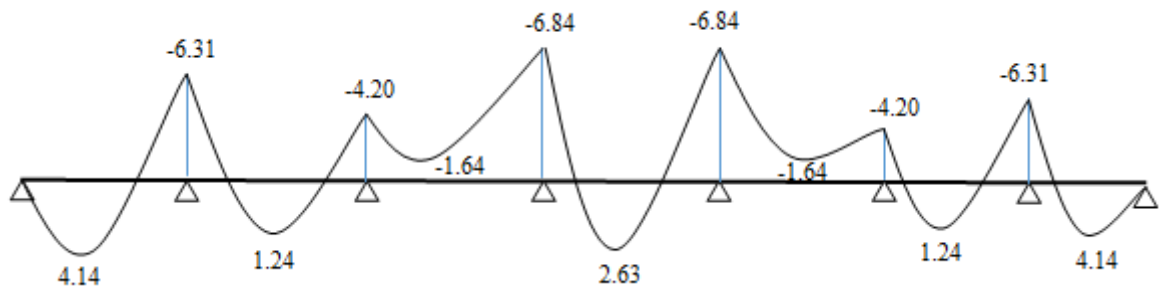


Figure III-3. Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

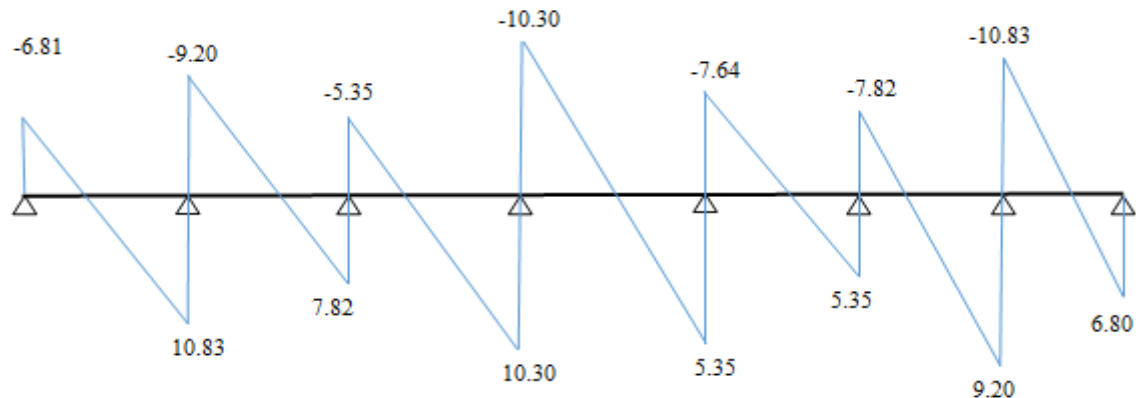


Figure III-4.Diagramme des efforts tranchants à l'ELS

➤ **Conclusion**

➤ **A l'ELU**

Moment sur l'appui : $M_{a1} = M_{a8} = 0 \text{ KN.m}$ $M_{a2} = M_{a7} = -8.91 \text{ KN.m}$

$M_{a3} = M_{a6} = -7.03 \text{ KN.m}$ $M_{a4} = M_{a5} = -9.65 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_{t1} = 5.83 \text{ KN.m}$ $M_{t2} = 1.16 \text{ KN.m}$

$M_{t3} = -2.94 \text{ KN.m}$ $M_{t4} = 3.71 \text{ KN.m}$

➤ **A l'ELS**

Moment sur l'appui : $M_{a1} = M_{a8} = 0 \text{ KN.m}$ $M_{a2} = M_{a7} = -6.31 \text{ KN.m}$

$M_{a3} = M_{a6} = -4.20 \text{ KN.m}$ $M_{a4} = M_{a5} = -6.84 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_{t1} = 4.14 \text{ KN.m}$ $M_{t2} = 1.24 \text{ KN.m}$

$M_{t3} = -1.64 \text{ KN.m}$ $M_{t4} = 2.63 \text{ KN.m}$

III.1.4. Calcul de la section d'armature

a) - Les armatures longitudinales

- **A l'ELU**

Le calcul se fait avec les moments maximaux en travées et sur l'appuis.

- **En travée**

Le moment maximal en travée : $M_{t_{\max}} = 5.83 \text{ KN.m}$

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_0 = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_{t \max} < M_0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h) :

- moment réduit :

$$\mu = M_{t \max} / b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\mu = 5.83 \cdot 10^6 / 650 (180)^2 \cdot 14.2$$

$$\mu = 0.0195$$

- moment réduit limite :

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) \quad \text{tel que } \alpha_l = 0.668 \quad \text{pour } f_c E400$$

$$\mu_l = 0.391$$

D'où

$$\mu = 0.0195 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A_s' = 0 \text{ (Pas d'armature comprimé).}$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) \quad \text{avec } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.024$$

$$Z = 0.18 (1 - 0.4 \cdot 0.024) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{0.8 \alpha \cdot d \cdot b \cdot \sigma_{bu}}{\sigma_{su}} = \frac{5.83 \cdot 10^6}{177 \cdot 348} = 94.65 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.94 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_s = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$

▪ En appuis

Le moment maximal en travée : $M_{a \max} = 9.65 \text{ KN.m}$

$M_{a \max} < M_0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

Le calcul se fera pour une section rectangulaire (b, h) :

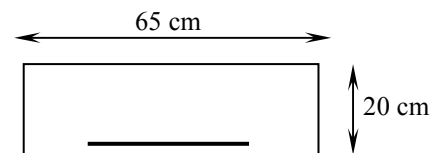
- moment réduit :

$$\mu = M_{a \max} / b \cdot d^2 \cdot f_{bu}$$

$$\mu = 9.65 \cdot 10^6 / 650 \cdot (180)^2 \cdot 14.2$$

$$\mu = 0.032$$

- moment réduit limite :



$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4 \alpha_l) \quad \text{tel que } \alpha_l = 0.668 \quad \text{pour } f_c E400$$

$$\mu_l = 0.391$$

D'où

$$\mu = 0,032 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow : \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.040$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 0.18 (1 - 0.4 * 0.040) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_a \max}{Z \cdot f_{ed}} = \frac{0,8 \alpha \cdot d \cdot b \cdot \sigma_{bu}}{\sigma_{su}} = \frac{9.65 \cdot 10^6}{177 \cdot 348} = 156.66 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 1.56 \text{ cm}^2$$

On prend: $A_s = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2$

• **Vérification des armatures a l'ELU**

$$A_{St} \geq A_{\min}$$

$$A_{Sa} \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \cdot (0.65) \cdot (0.18) \cdot (2.1)}{400} = 1.41 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{Sa} = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

$$A_{St} = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

III.1.5. Vérification des contraintes normales a l'ELS

➤ **Dans le béton**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

σ_{bc} : Contraintemaximale dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = K \cdot y$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} K = \frac{M_{ser}}{I} \\ Y : \text{ est la solution de l'équation suivante : } \frac{b}{2} y^2 + 15(A_s + A_{s'})y + 15(Ad - A'd') \\ I : \text{ Moment d'inertie : } I = \frac{by^3}{3} + 15(A_s(d - y)^2 + A_{s'}(y - d')^2) \end{array} \right.$$

☞ **En travée**

$$A_s' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} y^2 + (15A_s)y - 15 A_s d = 0$$

$$32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = (35.4)^2 - 4(32.5)(-637.2)$$

$$= 84089.16 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 289.98$$

$$Y_1 = \frac{-b - \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-35.4 - 289.98}{2(32.5)} = -5.01 \text{ cm}$$

$$Y_2 = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a} = \frac{-35.4 + 289.98}{2(32.5)} = 3.91 \text{ cm}$$

$$Y = 3.91 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15(As(d - y)^2 + As'(y - d')^2)$$

$$I = \frac{65(3.91)^3}{3} + 15(2.36(18 - 3.91)^2)$$

$$I = 8323.0516 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

$$M_{ser} = \max(4.14, 1.24, -1.64, 2.63) = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 4.14 \text{ KN.m}$$

$$Y = 3.91 \text{ cm}$$

$$I = 8323.0516 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.14 * 10^6}{8323.0516 * 10^4} * 39.1$$

$$\sigma_{bc} = 1.94 \text{ MPa}$$

Donc

$$\sigma_{bc} = 1.94 < \overline{\sigma}_{bu} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

☞ **En appuis**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bu} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y$$

Avec

$$M_{ser} = 6.84 \text{ KN.m} = 6.84 * 10^6 \text{ N.mm}$$

$$I = 8323.0516 \text{ cm}^4 = 8323.0516 * 10^4 \text{ mm}^4$$

$$y = 3.91 \text{ cm} = 39.1 \text{ mm}$$

Donc

$$\sigma_{bc} = \frac{6.84 * 10^6}{8323.0516 * 10^4} * 39.1$$

$$\sigma_{bc} = 3.21 \text{ MPa}$$

Donc

$$\sigma_{bc} = 3.21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bu} = 15 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifié.}$$

➤ **Dans l'acier**

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa} \quad (\text{La fissuration est peu nuisible}).$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

☞ **En travée**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_s = n \cdot \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \cdot \frac{4.14 \cdot 10^6}{8323.0516 \cdot 10^4} (180 - 39.1)$$

$$\sigma_s = 105.13 \text{ MPa}$$

Calcul $\bar{\sigma}_s$

Pour une fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

Donc

$$\sigma_s = 105.13 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifié.}$$

☞ **En appuis**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} \cdot (d - y)$$

$$n = 15$$

$$M_{ser} = 6.84 \text{ KN.m}$$

$$I = 8323.0516 \text{ cm}^4$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$Y = 3.91 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{6.84 \cdot 10^6}{8323.0516 \cdot 10^4} (180 - 39.1) = 173.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 173.69 \text{ MPa}$$

Donc

$$\sigma_s = 173.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

• **Vérification des efforts tranchants**

On doit vérifier que :

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

Avec

$$\tau_u \leq \frac{V_u \max}{b \cdot d}$$

$$V_u \max = V_{e1-2} = 15.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{15.27}{0,12 \cdot 0,18} = 706.94 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u = 0,706 \text{ N/mm}^2$$

$$0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,2 \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc

$$\tau_u = 0,706 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifié.}$$

Les armatures transversaux Φ_t

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \Phi_l \right\}$$

Avec

$$\frac{h}{35} = \frac{20}{35} = 0,571 \text{ cm} = 5.71 \text{ mm}$$

$$\frac{b_0}{10} = \frac{12}{10} = 1.2 \text{ cm} = 12 \text{ mm} \quad \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

Donc

$$\Phi_t \leq \min \{5,71 \text{ mm} ; 12 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}\}$$

$$\Phi_t \leq 5.71 \text{ mm} \rightarrow \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

Espacement

$$St \leq \min\{0.9 d ; 40 \text{ cm}\}$$

$$0.9 d = 0.9(18) = 16.2 \text{ cm}$$

Donc

$$St \leq \min\{16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

$$St \leq 16.2 \text{ cm} \quad \implies \quad St = 15 \text{ cm}$$

II.3.6. Ferrailage de la dalle de compression

On ferraille la dalle de compression suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations, le ferrailage et en treillis soudé.

Les conditions suivantes doivent être respectées:

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures aux voisinages des charges localisées notamment celles correspondantes aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées comme suit :

-20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Soit :

A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en cm² sur un mètre de nervures).

Si : L (écartement entre axe des nervures) ≤ 50 cm ⇒ A > 200 / f_e.

Si : 50 ≤ L ≤ 80 ⇒ A = 4 .L / f_e. (L en cm)

Les armatures parallèles aux nervures, autres que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à (A /2)

Pour notre cas : on a une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

Soit : L : l'écartement entre les nervures « L= 65 cm ».

f_e : 400 bars pour les treillis soudés de φ ≤ 6 mm.

$$D'ou : A_{per} = 4 \times 0.65 / 4 = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : A_{per} = 5 φ 5 = 0.98 cm²

Pour la section des armatures parallèles aux nervures, on prend :

$$A_{par} = A_{per} / 2 = 0.49 \text{ cm}^2$$

On adopte : A_{par} = 5 φ 5 = 0.98 cm²

Donc on adopte un treillis soudé Ts = (Treillis soudé en φ5 (200 x 200))

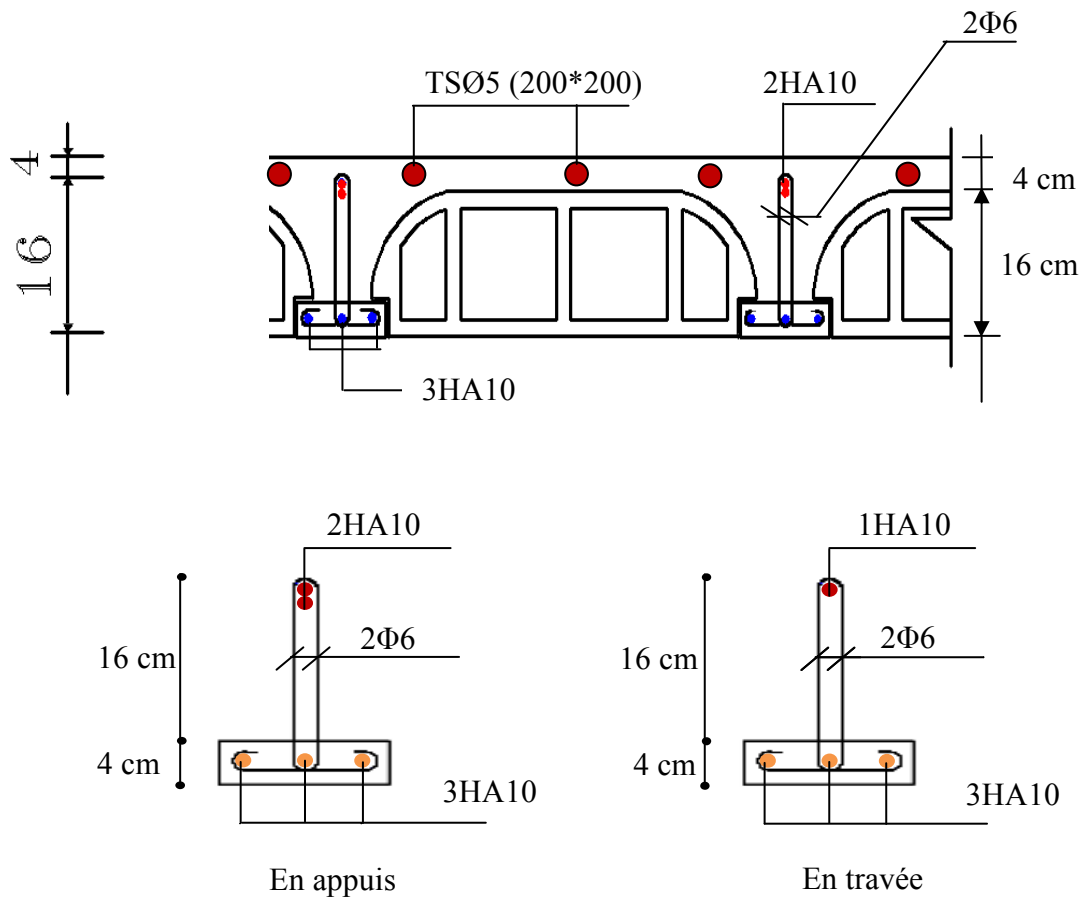


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de plancher

III.2) Etude de l'escalier

III.2.1) Définition

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml.

La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne sont pas soumis aux intempéries.

III.2.2) les sollicitations

Les charges	La paillasse	Le palier
Charge permanente (KN/ml)	$G_1 = 8.97$	$G_2 = 6.46$
Charge d'exploitation (KN/ml)	$Q = 2.5$	$Q = 2.5$

❖ Combinaisons des charges

➤ A L'ELU

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

➤ A L'ELS

➤ $q_s = G + Q$

L'élément	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Paillasse	$q_{u1} = 15.86$	$q_{s1} = 11.47$
Le palier	$q_{u2} = 12.47$	$q_{s2} = 8.96$

❖ Schéma statique

▪ ELU

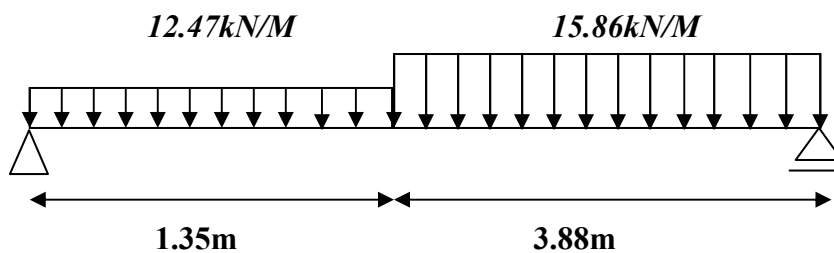


Figure III.6 : Schéma statique de calcul à l'ELU

▪ ELS

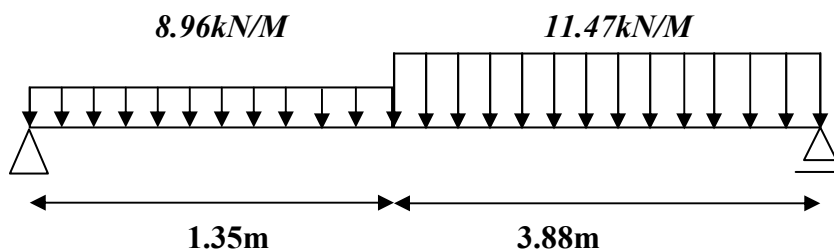


Figure III.7 : Schéma statique de calcul à l'ELS

❖ Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant

▪ ELU

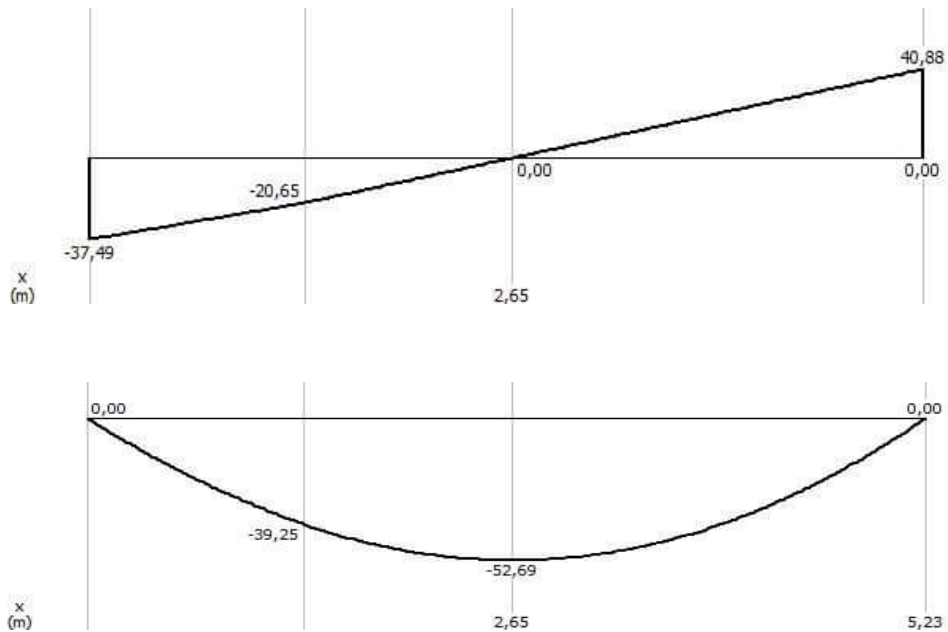


Figure III.8 : Diagrammes des sollicitations à l'ELU

▪ ELS

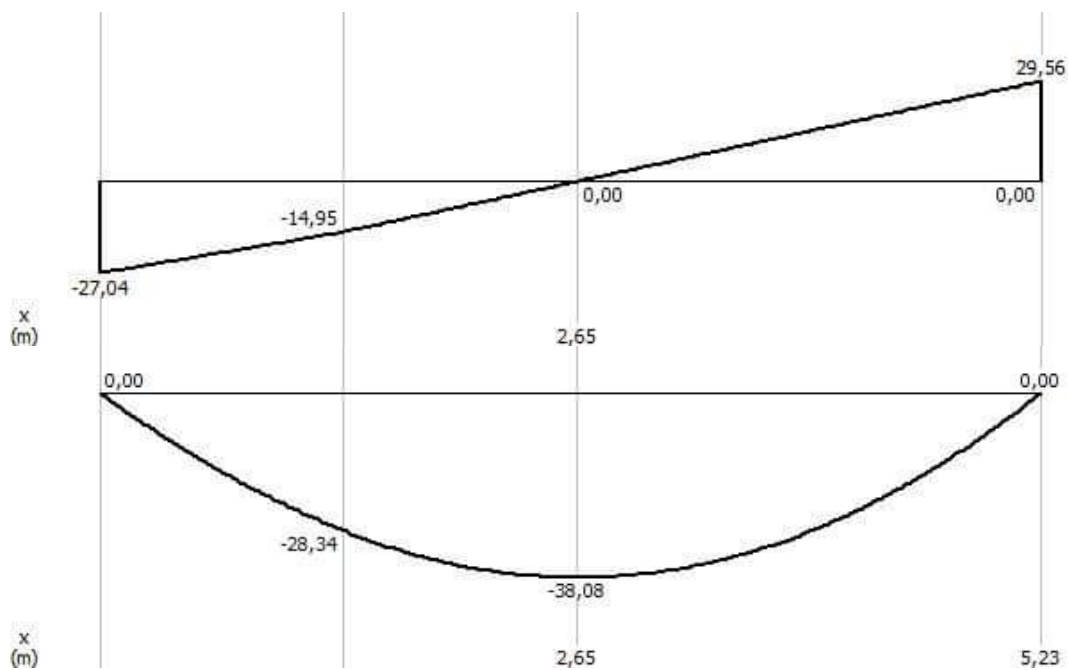


Figure III.9 : Diagrammes des sollicitations à l'ELS

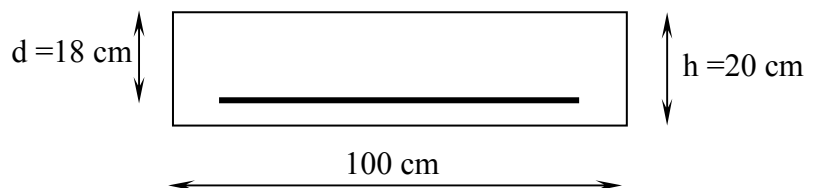
Remarque

Afin de tenir compte du semi encastrement aux extrémités, on affectera le moment M_{\max} par des coefficients de valeurs égales.

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

- Aux appuis : $M_{ua} = -0,3 M_{z \max}$
- En travées : $M_{ut} = 0,85 M_{z \max}$

ELU		ELS	
$M_{appuis}(KN.m)$	$M_{travée}(KN.m)$	$M_{appuis}(KN.m)$	$M_{travée}(KN.m)$
15,80	44,78	11,42	32,36

A) Ferrailage❖ **Calcul du ferrailage à l'ELU****1) Calcul des armatures**➤ **En appuis**

(Fissuration peu préjudiciable).

$h = 20 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$; FeE400 ; $F_{ed} = 348 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $F_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot F_{ed}} = \frac{15,80 \cdot 10^6}{1000 \cdot 180^2 \cdot 14,20} = 0,034 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{15,80}{11,42} = 1,38 \quad \Rightarrow \mu_{lu} = [3440(1,38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0,292$$

$$\mu_{bu} = 0,034 < \mu_{lu} = 0,292 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0,034 < 0,275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d [1 - 0,6\mu_{bu}] = 0,18 [1 - 0,6(0,034)] = 0,176 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot F_{ed}} = \frac{15,80 \cdot 10^4}{176 \cdot 348} = 2,58 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,58 \text{ cm}^2$$

On adopte:

$$5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Armature de répartition**

$$A_t = A_l / 4 = 0,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **En travée**▪ **Armature longitudinale**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{ed}} = \frac{44.78 \cdot 10^6}{1000 \cdot 180^2 \cdot 14.20} = 0.097 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{44.78}{32.36} = 1.38 \quad \Rightarrow \mu_{lu} = [3440(1.38) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.292$$

$$\mu_{bu} = 0.097 < \mu_{lu} = 0.292 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.097 < 0.275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.18 [1 - 0.6(0.097)] = 0.170 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot F_{ed}} = \frac{44.78 \cdot 10^4}{170 \cdot 348} = 7.57 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 7\text{HA}12 = 7.92 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ Armature de répartition

$$A_t = A_l / 4 = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad \text{avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

B) Vérifications

➤ En appuis

Condition de non fragilité

$$A_l \geq A_{\min}$$

$$A_t \geq A_{\min}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 1 \cdot 0.18 \cdot 2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Vérification de disposition d'armature

- Armature longitudinale

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec : h : l'épaisseur du l'escalier h = 20 cm

$$\text{Donc : } S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Armature de répartition

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(80 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } S_t = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$V_u = 40.88 \text{ KN}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \min \{ (0.15 f_{c28}) / \gamma_b ; 2.5 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{40.88 \cdot 10^3}{1000 \cdot 180} = 0.227 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.227 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A 6.1.3 BAEL/91)

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{40.88 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 180 \cdot 157} = 1.60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres. $\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 5 \cdot \pi \cdot 10 = 157 \text{ mm}$

$$\tau_{se} = 1.60 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 91 Art.5.1.3.13)**❖ Influence sur le béton (BAEL 91 Art A.5.1.3.21)**

$$V_{\max} < \bar{V}_u = \frac{0.4 \cdot f_{c28} \cdot a \cdot b}{\gamma_b} \quad \text{avec : } a = 0,9d$$

$$\bar{V}_u = \frac{0.4 \cdot 25 \cdot 0.9 \cdot 180 \cdot 1000}{1.5} = 1080 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 40.88 \text{ KN} < 1080 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ Influence sur les armatures longitudinales inférieures

$$\text{On doit vérifier que : } A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \cdot \left[V_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right]$$

$$\frac{1.15}{f_e} \cdot \left[V_u^{\max} + \frac{M_a}{0.9d} \right] = \frac{1.15}{400} \cdot \left[40.88 + \frac{15.80 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 180} \right]$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > 2.80 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = k.y$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \qquad M_{ser} = 11.42 \text{ KN.m}$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + nA(d-y)^2 + nA'(y-d')^2 \qquad n = 15$$

$$\frac{b.y^2}{2} + n(A+A')y - n(Ad-A'd) = 0$$

$$\frac{100.y^2}{2} + 106.05y - 966.9 = 0$$

$$y = 5.58 \text{ cm} \Rightarrow I = 15488.44 \text{ cm}^4 \Rightarrow k = 0.073 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = 0.073 * 55.8 = 4.07 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

<i>Zone de vérification</i>	<i>A_s (cm²)</i>	<i>A'_s (cm²)</i>	<i>M_{ser} (KN.m)</i>	<i>σ_{bc} (MPa)</i>	<i>σ̄_{bc} (MPa)</i>	<i>Observation σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}</i>
<i>En appuis</i>	3.93	3.14	11.42	4.07	15	C.V

➤ **En travées**

Condition de non fragilité

$$A_l \geq A_{min}$$

$$A_t \geq A_{min}$$

$$A_{min} = \frac{0.23.b.d.f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23*1000*180*2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 7.92 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$A_t = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

Vérification de disposition d'armature

- **Armature longitudinale**

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(60 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

Avec : h : l'épaisseur du l'escalier h = 20 cm

$$\text{Donc : } S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Armature de répartition**

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(80 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Contrainte de compression dans le béton ELS

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = k.y$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Zone de vérification	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
En appuis	7.92	0	32.36	7.32	15	C.V

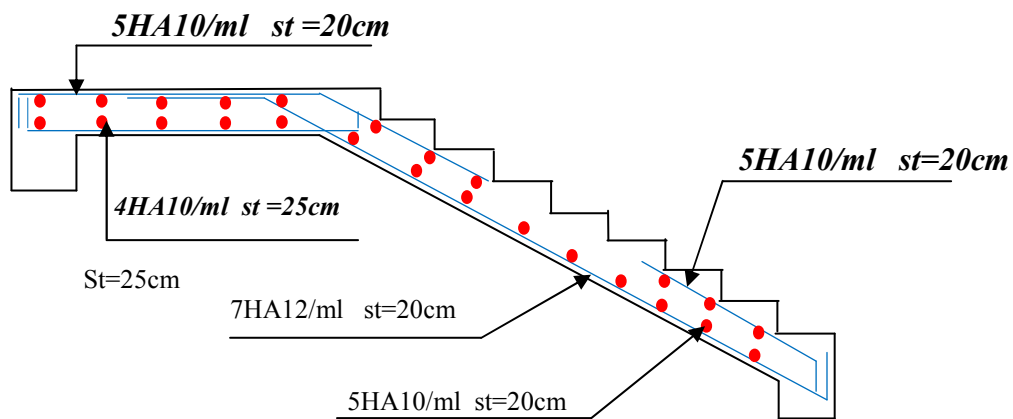


Figure III.10: Schéma de ferrailage des escaliers

III.3) Etude de la poutre palière

III.3.1) Introduction

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction B calculée précédemment). Et elle aussi sollicitée par un couple de torsion.

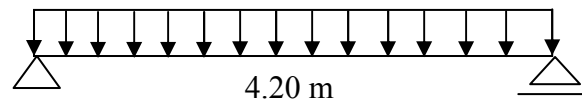


Figure III.11: Schéma statique de la poutre palière

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

III.3.2) Pré-dimensionnement de la poutre palière

Selon le **BAEL91**, les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \Rightarrow 8.4 \text{ cm} \leq b \leq 25.2 \text{ cm}$$

Le **RPA99** préconise :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Nous prenons : **h = 35 cm ; b = 30 cm**

a) Chargement de la poutre palière

La poutre palière est soumise à : Charge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

1. Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 * 0,30 * 0,35 = 2,625 \text{ KN/ml}$
2. Poids de la maçonnerie : $G_{\text{maco}} = 2.85 * ((4.08 - 0.35) / 2) = 5.32 \text{ KN/ml}$
3. Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier : ELU : $R_u = 40.88 \text{ KN/ml}$
ELS : $R_s = 29.56 \text{ KN/ml}$

b) Combinaison de charge

➤ à l'ELU

$$q_u = 1.35 G_p + R_b = 1,35(2,625 + 5.32) + 40.88 = 51.60 \text{ KN/ml}$$

➤ à l'ELS

$$q_{\text{ser}} = G_p + R_b = 2.625 + 5.32 + 29.56 = 37.50 \text{ KN/ml}$$

c) Calcul des sollicitations

➤ à l'ELU

❖ **Moment isostatique** $M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{51.60 \cdot 4.20^2}{8} = 113.77 \text{ KN.m}$

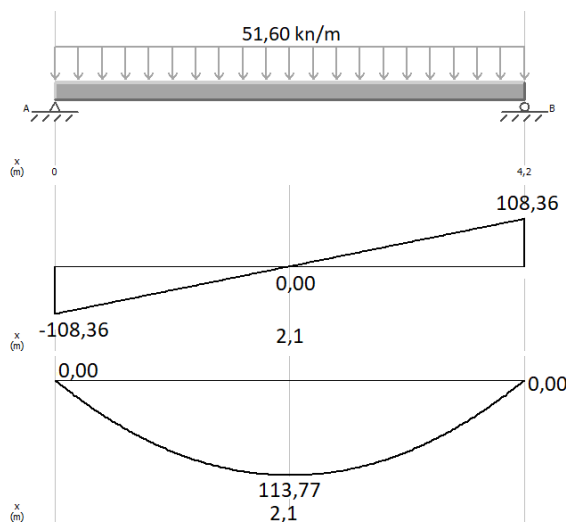
❖ **Effort tranchant** $T_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{51.60 \cdot 4.20}{2} = 108.36 \text{ KN}$

➤ à l'ELS

❖ **Moment isostatique** $M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{37.50 \cdot 4.20^2}{8} = 82.68 \text{ KN.m}$

❖ **Effort tranchant** $T_u = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{37.50 \cdot 4.20}{2} = 78.75 \text{ KN}$

ELU



ELS

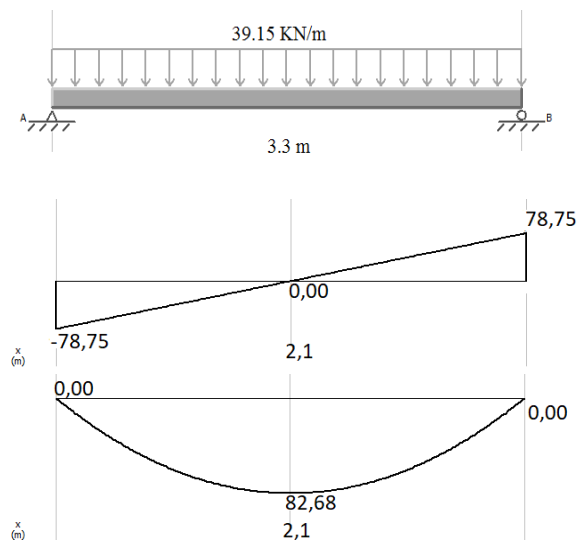


Figure III.12: Diagrammes des sollicitations poutre palière (ELU, ELS)

✓ ELU

On a **Sur appuis** $M_a = -0,3 * 113.77 = -34.13 \text{ KN.m}$

Sur travée $M_t = 0,85 * 113.77 = 96.70 \text{ KN.m}$

✓ ELS

On a **Sur appuis** $M_a = -0,3 * 82.68 = -25.70 \text{ KN.m}$

Sur travée $M_t = 0,85 * 82.68 = 70.27 \text{ KN.m}$

e) Calcul des armatures

➤ En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{34.13 \cdot 10^6}{300 \cdot 320^2 \cdot 14.2} = 0.0782$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{34.13}{25.70} = 1.32$$

$$\mu_{lu} = [(3440 * 1.32) + (49 * 25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.271$$

$$\mu_{bu} = 0.0782 < \mu_{lu} = 0.271 \Rightarrow A' = 0$$

= 0.0782 < 0.275 \Rightarrow on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 320 (1 - (0.6 * 0.0782)) = 305 \text{ mm}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{34.13 \cdot 10^6}{305 \cdot 348} = 3.21 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{96.70 \cdot 10^6}{300 \cdot 320^2 \cdot 14.2} = 0.221$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{96.70}{70.27} = 1.37$$

$$\mu_{lu} = [(3440 * 1.37) + (49 * 25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.288$$

$$\mu_{bu} = 0.221 < \mu_{lu} = 0.288 \Rightarrow A' = 0$$

$\mu_{bu} = 0.221 < 0.275 \Rightarrow$ on utilise la méthode simplifiée.

$$Z_b = d (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 320 (1 - (0.6 * 0.221)) = 277 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{M_u}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{96.70 \cdot 10^6}{277 \cdot 348} = 10.03 \text{ cm}^2$$

III.3.3) Vérification à L'ELU

Condition de non fragilité (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0,23 \cdot 300 \cdot 320 \cdot \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2$$

➤ **En appuis** $A_a = 3.21 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ C.V

➤ **En travée** $A_t = 10.03 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ C.V

Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_{u \max} = 108.36 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{(0.15 f_{c28}) / \gamma_b ; 2.5 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{108.36 \cdot 10^3}{300 \cdot 320} = 1.12 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc : Il n'y a aucun risque de cisaillement.

Vérification de l'adhérence à l'appui et d'entraînement des barres (Art A 6.1.3**BAEL/91**

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \cdot 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Avec : $\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum u_i = n \cdot \pi \cdot \emptyset \quad \tau_{se} = \frac{108.36 \cdot 10^3}{0.9 \cdot 320 \cdot 5 \cdot 14 \cdot \pi} = 1.71 \text{ MPa} < 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres.

Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL 91 Art.5.1.3.13)

- **Influence sur le béton (BAEL 91 Art A.5.1.3.21)**

$$\bar{T}_{u \max} < T_u = \frac{0.4 \cdot f_{c28} \cdot a \cdot b}{\gamma_b} = \frac{0.4 \cdot 25 \cdot (0.9 \cdot 320) \cdot 300}{1.5} = 576 \text{ KN}$$

Avec : $a = 0.9d$

$$\bar{T}_{u \max} = 108.36 \text{ KN} < T_u = 576 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures**

On doit vérifier que :

$$A_{S \text{ appui}} \geq \frac{1.15}{F_e} \left(T_u^{\max} + \frac{M_{\text{appui}}}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left((108.36 \cdot 10^3) + \frac{34.13 \cdot 10^6}{0.9 \cdot 320} \right) = 6.52 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.21 \text{ cm}^2 < 6.52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Calcul des armatures transversales

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}; 4\text{MPa}\} = 3.25 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\} = \min\{28.8; 40\} = 28.8 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

On prend des $\Phi 8$ pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0.4 \Rightarrow A_t \geq \frac{b \cdot S_t \cdot 0.4}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{300 \cdot 200 \cdot 0.4}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

III.3.4) Etude de la poutre à la torsion selon BAEL91révisé99**Armatures longitudinales**

$$M_{\text{tor}} = 51.14 \text{ KN.m} ; e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) (h - e) = (30 - 5) (35 - 5) = 750 \text{ cm}^2 = 0.075 \text{ m}^2$$

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] = 1.1 \text{ m}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{1.15 \cdot 100 \cdot M_{\text{tor}} \cdot \Omega}{2 \mu \cdot F_e} = \frac{1.15 \cdot 100 \cdot 51.14 \cdot 10^{-3} \cdot 0.075}{2 \cdot 1.1 \cdot 400} = 5.01 \text{ cm}^2$$

Contrainte du cisaillement due à la torsion

$$\tau_{u \text{ tor}} = \frac{0.01 M_{\text{tor}}}{2 \cdot \Omega \cdot e} = \frac{0.01 \cdot 51.14 \cdot 10^{-3}}{2 \cdot 0.075 \cdot 0.05} = 0.068 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ tot}} = \sqrt{\tau_{u \text{ tor}}^2 + \tau_u^2} = \sqrt{0.068^2 + 0.93^2} = 0.93 \text{ MPa}$$

$$\tau_{u \text{ tot}} = 0.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Armatures transversales

$$A_{\text{tr tor}} = \frac{1,15 M_{\text{tor}} \cdot S_t}{2 \Omega \cdot F_e} = \frac{1,15 \cdot 51.14 \cdot 10^{-3} \cdot 0.2}{2 \cdot 0.075 \cdot 400} = 1.96 \text{ cm}^2$$

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

III.3.5) Ferrailage finale de la poutre palière

- **Armatures longitudinales**

➤ *En Travée*

$$A_s = A_t + \frac{A_{\text{tor}}}{2} = 10.03 + \frac{5.01}{2} = 12.53 \text{ cm}^2$$

➤ *En appui*

$$A_s = A_a + \frac{A_{\text{tor}}}{2} = 3.21 + \frac{5.01}{2} = 5.71 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales**

$$A = A_{\text{tr tor}} + A_t = 1.96 + 0.6 = 2.56 \text{ cm}^2$$

<i>Armatures longitudinales (cm²)</i>		<i>Armature transversales (cm²)</i>
<i>Travée</i>	<i>Appui</i>	
4HA16+2T12 = 10.30	2HA14+3HA12 = 6.47	6Ø8 = 3.02

III.3.6) Vérifications à l'ELS

Etat limite de déformation (la flèche) (Art B.6.5.2de BAEL91 modifier 99)

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \Rightarrow \quad \frac{35}{420} = 0.0833 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \quad \Rightarrow \quad \frac{35}{420} = 0.0833 > \frac{70.27}{10 \cdot 82.68} = 0.085 \dots\dots \text{C.V}$$

$$3) \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad \frac{10.03}{30 \cdot 32} = 0.0104 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots \text{C.V}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Contrainte de compression dans le béton ELS

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} * \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

* Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	70.27	10.30	4.21	7.70	15	C.V
Appui	25.70	6.47	4.21	4.32	15	C.V

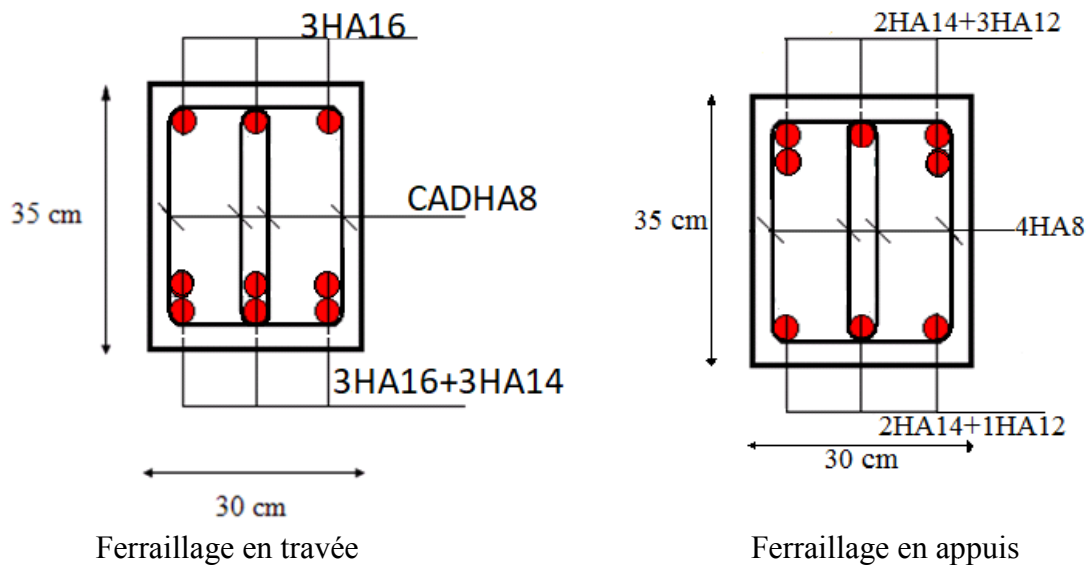


Figure III.13 : Ferrailage de la poutre palière

III.4 Balcon

Le balcon est assimilé à une console en béton armée de portée $L = 1,35\text{m}$ et d'épaisseur $e = 15\text{cm}$, encastré à son extrémité, L'épaisseur est donnée par :

$$e \geq \frac{L}{10} \longrightarrow \frac{135}{10} = 13.5 \text{ cm, on adopte : } e = 15 \text{ cm.}$$

III.4.1 Détermination des efforts

- Charges permanentes $G_1 = 5,31 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Surcharges sur le balcon $Q_1 = 3,5 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Surcharges dus à la main courante $Q_2 = 1 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Charge de garde corps (acier en Inox) $G_2 = 0,25 \text{ KN} / \text{m}^2$

III.4.2 Combinaisons de charges

✓ ELU

$$P_u = 1,35G + 1,5Q \longrightarrow P_u = 1,35 (5,31) + 1,5 (3,5) = 12,41 \longrightarrow P_u = 12,41 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$P = 1,35G_2 \longrightarrow P = 1,35 (0,25) = 0,3375 \longrightarrow P = 0,3375 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_u = 1,5Q_2 \longrightarrow q_u = 1,5(1) = 1,5 \longrightarrow q_u = 1,5 \text{ KN} / \text{ml}$$

✓ ELS :

$$P_s = G + Q \longrightarrow P_s = 8,81 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$P = 1G_2 \longrightarrow P = 0,25 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$q_s = 1Q_2 \longrightarrow q_s = 1 \text{ KN} / \text{ml}$$

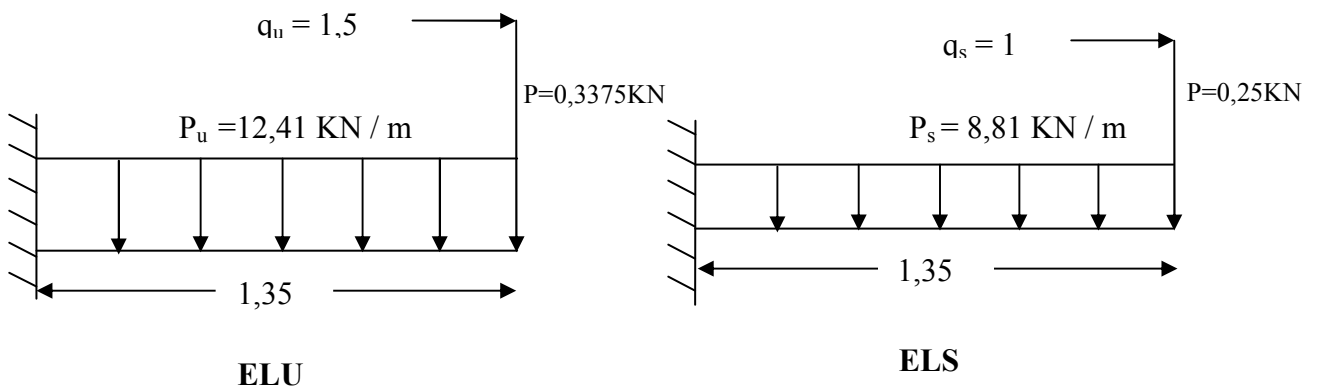


Figure III.14: Schéma statique pour les balcons

III.4.3 Les moments et les efforts tranchants✓ **ELU**

$$M_u = \frac{P_u l}{2} + P l + q_u$$

$$M_u = \frac{12,41 \times (1,35^2)}{2} + (0,3375 \times 1,35) + 1,5 = 13,26 \text{ KN.m} \longrightarrow M_u = 13,26 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u \cdot l + P = 17,09 \text{ KN} \longrightarrow V_u = 17,09 \text{ KN}$$

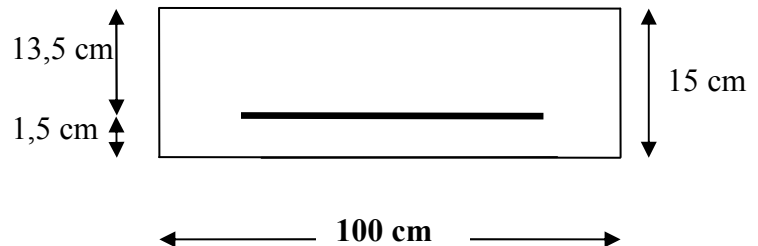
✓ **ELS**

$$M_{\text{ser}} = \frac{P_s l^2}{2} + P l + q_s = 9,36 \text{ KN.m} \longrightarrow M_{\text{ser}} = 9,36 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{ser}} = P_s l + P = 12,14 \text{ KN} \longrightarrow V_s = 12,14 \text{ KN}$$

III.4.4 Ferrailage

La fissuration est considérée comme très préjudiciable, car le balcon est exposé aux milieux agressifs (atmosphère marine). Le calcul effectuera donc à l'ELU et l'ELS.

1. Calcul à l'ELU❖ **Armatures longitudinales**

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} \quad b = 100 \text{ cm}, d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{13,26 \times 10^6}{(1000) \times (135)^2 \times 14,2} = 0,051 \longrightarrow \mu = 0,051 < \mu_1 = 0,391 ; A_s = 0$$

$$\mu = 0,051 \longrightarrow \beta_u = 0,051$$

$$A_{st} = \frac{\beta_u b d \sigma_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{0,051 \times 100 \times 13,5 \times 14,2}{348} = 2,81 \text{ cm}^2 \longrightarrow A_{st} = 2,81 \text{ cm}^2$$

2. Calcul à l'ELS

Calcul du moment limite de service :

$$\xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e, 110 \sqrt{n F_{t28}}) \right\} = 201,63 \text{ Mpa.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 0,8 \xi = 161,30$$

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 161,30} = 0,58$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\alpha}_1 \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right) b d^2 \bar{\sigma}_{bc}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \times 0,58 \times \left(1 - \frac{0,58}{3}\right) 1 \times 0,135^2 \times 15 \times 10^3 = 63,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{rb} > M_{ser} = 9,36 \text{ KN.m} \longrightarrow A_s' = 0$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right) = 0,135 \times \left(1 - \frac{0,58}{3}\right) = 0,1089 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{Z_b \times \bar{\sigma}_s} = \frac{9,36 \times 10}{0,1089 \times 161,30} = 5,32 \text{ cm}^2$$

III.4.5 Condition non fragilité

$$A_s > 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s > \max \{A_u, A_{ser}, A_{min}\} = 5,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 7\text{HA}10 = 5,5 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 15 \text{ cm}$$

III.4.6 Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5,5}{4} = 1,375 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{On adopte : } 7\text{HA}8 = 3,52 \text{ cm}^2 \text{ (St = 15 cm)}$$

III.4.7 Vérification des contraintes à l'ELS

✓ Dans le béton

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

y : nouvelle position de l'axe neutre.

$$\frac{b y^2}{2} + n(As + As') y - n(As' d' + As d) = 0 \quad As' = 0$$

$$\frac{b y^2}{2} - n As (d - y) = 0$$

$$50 y^2 + 82,50 y - 1113,75 = 0 \longrightarrow y = 3,97 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + n[As'(y - d')^2 + As(d - y)^2] \quad \text{tel que : } As' = 0$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + n As (d - y)^2 \longrightarrow I = 9578,41 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9,36 \times 10^6 \times 3,97 \times 10}{9578,41 \times 10^4} = 3,88 \text{ Mpa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 3,88 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa}$ (Condition vérifié).

✓ **Dans l'acier**

On doit vérifier $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{9,36 \times 10^6}{9578,41 \times 10^4} (13,5 - 3,97) \times 10 = 139,69 \text{ Mpa.}$$

$\sigma_s = 139,69 \text{ Mpa} < \overline{\sigma_s} = 161,31 \text{ Mpa}$ (Condition vérifié).

III.4.8 Vérification des espacements des barres

➤ **Armatures longitudinal**

$St < \min(3h, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm.}$

$St = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$ (Condition vérifié).

➤ **Armatures de répartition**

$St < \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

$St = 15 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ (Condition vérifié).

III.4.9 Vérification des efforts tranchants : (BAEL 91 Art A5.1, 211)

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{uMax}}{b d} \longrightarrow V_{uMax} = \frac{17,09 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,13 \text{ Mpa} \longrightarrow \tau_u = 0,13 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u = 0,13 \text{ Mpa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ Mpa}$ (Condition vérifié).

III.4.10 Vérification de la contrainte d'adhérence : (BAEL 91 Art 6.1-3)

$$\tau_{ser} = \frac{V_{uMax}}{0,9 d \sum u_i} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi f_{ti}$$

$\psi = 1,5$: pour HA, $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa} \longrightarrow \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa}$

$\overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa}$, $\sum_{i=4}^n u_i = n \pi \phi = 7 \times 3,14 \times 10 = 219,80 \text{ mm} \longrightarrow \sum_{i=4}^n u_i = 219,80 \text{ mm}$

$$\tau_{ser} = \frac{17,09 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 219,80} = 0,64 \text{ Mpa} \longrightarrow \tau_{ser} = 0,64 \text{ Mpa.}$$

Donc : $\tau_{ser} = 0,64 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ Mpa}$ (Condition vérifié).

III.4.11 Vérification de la flèche

On doit vérifier que :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{15}{135} = 0,111 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ (Condition vérifié).}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa} \longrightarrow \frac{5,5}{100 \times 13,5} = 0,00407 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ Mpa} \dots (\text{Condition vérifié}).$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow 0,111 \geq \frac{1}{10} \times \frac{0,85 \times 9,36}{9,36} = 0,085 \dots (\text{Condition vérifié}).$$

- Schéma de ferrailage du balcon

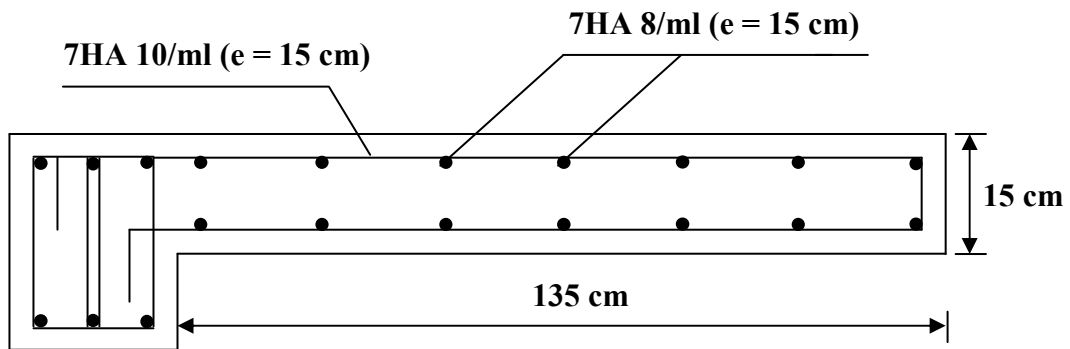


Figure III.15 : Schéma de ferrailage du balcon.

III.5) Etude de la salle de machine

III.5.1) Définition

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement (des personnes ou des chargements) aux différents étages d'un bâtiment.

Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, la surface de la cabine est de $(1.65*2.05) \text{ m}^2$ pouvant charger huit (08) personnes .la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de neuf (09) tonnes.

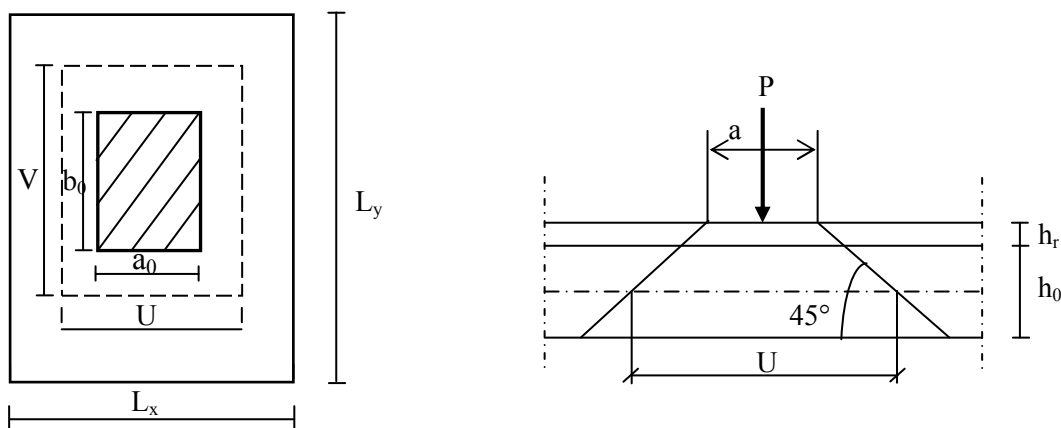


Figure III.16 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

III.5.2) Dimensionnement

La dalle est une dalle pleine $h_t \geq l_x/30 = 165/30 = 5.50 \text{ cm}$

Le RPA impose que $h_{\min} = 12 \text{ cm}$, donc on prend $h = 15 \text{ cm}$

$\alpha = l_x/l_y = 165/205 = 0.80 : 0.4 < \alpha \leq 1 \Rightarrow$ la dalle porte sur les deux sens. Elle est soumise à une charge localisée ; son calcul se fait à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens, en plaçant la charge à des distances symétriques du panneau de la dalle.

On doit calculer la surface d'impact $U*V$:

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2h \\ V = b_0 + h_0 + 2h \end{cases} \quad \begin{cases} a_0, U \Rightarrow \text{Dimensions // à } l_x \\ b_0, V \Rightarrow \text{Dimensions // à } l_y \end{cases}$$

$a_0 = 130 \text{ cm}$

$b_0 = 175 \text{ cm}$

$h = 5 \text{ cm}$ épaisseur de revêtement.

$$\begin{cases} U = 155 \text{ cm} \\ V = 200 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} l_x = 165 \text{ cm} \\ l_y = 205 \text{ cm} \end{cases}$$

III.5.3) Calcul des sollicitations à L'ELU $v = 0$

- **Système de levage** $q_u = 1,35 * 90 = 121.5 \text{ KN}$
- **Dalle en béton armé** $\begin{cases} G = (25 * 0,15 + 22 * 0,05) = 4.85 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

Donc: $Q_u = (1,35 * 4.85 + 1,5 * 1) * 0.80 = 6.44 \text{ KN/m}^2$

III.5.4) Calcul des sollicitations à L'ELS $v = 0,2$

- **Système de levage** $q_s = 90 \text{ KN}$
- **Dalle en béton armé** $Q_s = (4.85 + 1) * 0.80 = 4.68 \text{ KN/m}$

III.5.5) Evaluation des moments a l'ELU**1) Evaluation des moments**

M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle: $\alpha = 0.80$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = \mu_x \cdot Q_u \cdot l_x^2 = 0.0561 * 6.44 * 1.65^2 = 0.983 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = \mu_y \cdot M_{x1} = 0.5959 * 0.983 = 0.585 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2) Evaluation des moments

M_{x1} et M_{y1} dus au système de levage : $\alpha = 0.80$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \cdot M_1 \\ M_{x2} = q_u \cdot M_2 \end{cases} \quad \begin{cases} \frac{U}{L_x} = \frac{155}{165} = 0.939 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{200}{205} = 0.975 \end{cases}$$

A partir des abaques de PIGEAUD on a : $M_1 = 0.111$; $M_2 = 0.111$

$$M_{x2} = q_u \cdot M_1 = 121.5 * 0.111 = 13.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = q_u \cdot M_2 = 121.5 * 0.111 = 13.48 \text{ KN.m}$$

3) superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 0.983 + 13.48 = 14.46 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.585 + 13.48 = 14.06 \text{ KN.m}$$

Tableau III.1 : Les moments dans les travées et les appuis

Zone	Sens	$M_u \text{ (KN.m)}$
Aux appuis	Lx	$-0,5 * 14.46 = -7.23$
	Ly	$-0,5 * 14.06 = -7.03$
En travée	Lx	$0,75 * 14.46 = 10.85$
	Ly	$0,75 * 14.06 = 10.55$

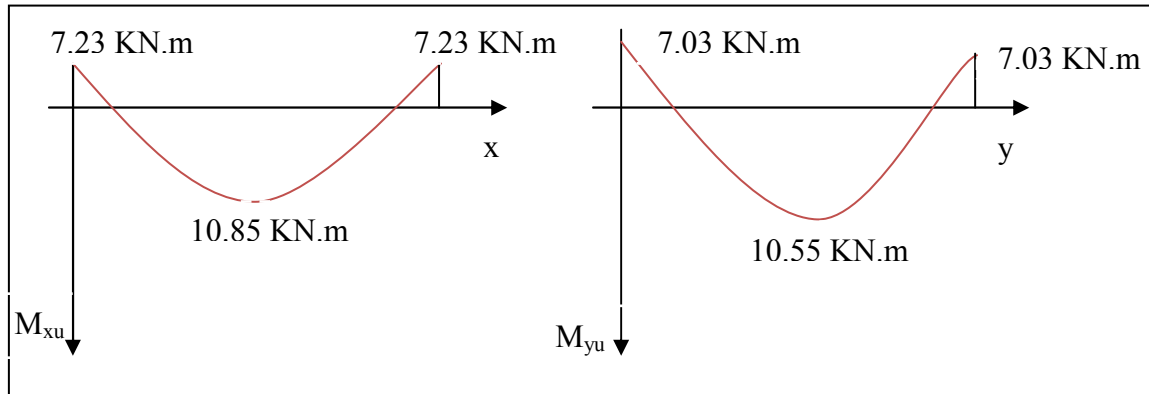


Figure III.17 : Diagrammes des moments L'ELU

III.5.6) Calcul des armatures

➤ Calcul à L'ELU

Le calcul se fait pour une bande de 1m

1) Ferrailage dans le sens x-x

✓ (fissuration peu préjudiciable).

$h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,15$; FeE400 ; $f_{ed} = 348 \text{ MPa}$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{ed}} = \frac{10.85 \cdot 10^6}{1000 \cdot 130^2 \cdot 14.20} = 0.045 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée } A' = 0$$

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.13 [1 - 0.6(0.045)] = 0.126 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot F_{ed}} = \frac{10.85 \cdot 10^4}{126 \cdot 348} = 2.47 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{As = 2.47 \text{ cm}^2}$$

On prend: **5HA10 = 3.93 cm²**

Avec: **S_t = 20 cm**

2) Ferrailage dans le sens y-y

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{ed}} = \frac{10.55 \cdot 10^6}{1000 \cdot 130^2 \cdot 14.20} = 0.044 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée } A' = 0$$

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 0.13 [1 - 0.6(0.044)] = 0.126 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot F_{ed}} = \frac{10.55 \cdot 10^4}{126 \cdot 348} = 2.43 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{As = 2.40 \text{ cm}^2}$$

On prend: **5HA10 = 3.93 cm²**

Avec : **S_t = 20 cm**

III.5.7) Les Vérifications

a) Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \frac{3-\alpha}{2} \quad \text{avec : } \delta_0 = 0.0008 \text{ pour FeE400 et } \alpha = l_x/l_y = 0.80$$

$$A_{\min} = 0.0008 \cdot 100 \cdot 15 \cdot \frac{3-0.80}{2} = 1.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_x = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_y = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,322 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Cette condition est vérifiée pour les deux sens (x) et (y).

b) Diamètre maximal des barres

$$\Phi_{\max} = \frac{h_t}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{Nous choisissons des HA10, donc la condition est vérifiée.}$$

c) Espacement des barres

➤ Armatures $A_x // L_x$

$$S_t \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = \min \{45, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Armatures $A_y // \text{à } L_y$

$$S_t \leq \min \{4h ; 45 \text{ cm}\} = \min \{60 ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification au poinçonnement

$$P \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U_c : périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen de la dalle.

$$U_c = 2(U+V) = 7.10 \text{ m} \quad P = 90 \text{ KN}$$

$$P = 90 \text{ KN} \leq (0.045 \cdot 710 \cdot 15 \cdot (25/1.5)10^{-3}) = 798.75 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

e) Vérification de la contrainte tangentielle

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge, on doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min : \left(\frac{0.15 F_{bc}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = \frac{q}{2x_0+y_0} = \frac{121.5}{2 \cdot 1.55 + 2.00} = 23.82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{23.82 \cdot 10^3}{1000 \cdot 130} = 0.183 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.183 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ Calcul à L'ELS

1) Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} dans le système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = q_s (M_1 + v M_2) \\ M_{y1} = q_s (M_2 + v M_1) \end{cases} \quad \text{Avec: } M_1 \text{ et } M_2 \text{ sont déterminés à partir des rapports: } (U/l_x), (V/l_y) \text{ et } \alpha = l_x/l_y$$

$v = 0,2$, $q_s = 90 \text{ KN}$

$M_{x1} = 90 (0.111 + 0,2 (0.111)) = 11.99 \text{ KN.m}$

$M_{y1} = 90 (0.111 + 0,2 (0.111)) = 11.99 \text{ KN.m}$

2) Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$q_s = G = 25*0,15 + 22*0,05 = 4,85 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot Q_s \cdot l_x^2 = 0.0561 * 4.85 * 1.65^2 = 0.74 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} = 0.5959 * 0.74 = 0.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3) Superposition des moments

$M_{x \text{ total}} = 11.99 + 0.74 = 12.73 \text{ KN.m}$

$M_{y \text{ total}} = 11.99 + 0.44 = 12.43 \text{ KN.m}$

Tableau III.2 : Les moments dans les travées et les appuis

Zone	Sens	Mu (KN.m)
Aux appuis	L _x	-0,5 * 12.73 = -6.37
	L _y	-0,5 * 12.43 = -6.22
En travée	L _x	0,75 * 12.73 = 9.55
	L _y	0,75 * 12.43 = 9.32

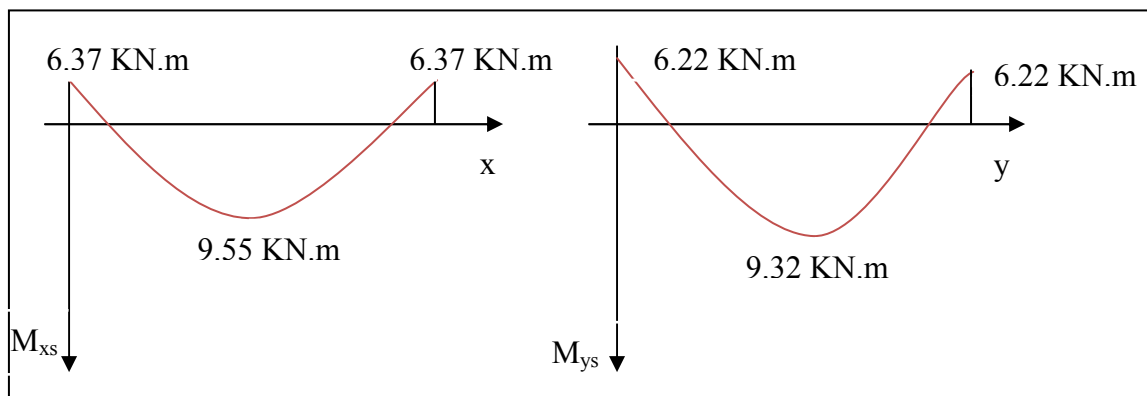


Figure III.18 : Diagrammes des moments L'ELS

4) Contrainte de compression dans le béton ELS

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$

❖ Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$k = \frac{M_{ser}}{I}$ avec : $I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

➤ Sens x-x

Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Appuis	6.37	3.93	3.93	4.19	15	C.V
Travée	9.55	3.93	3.93	4.19	15	C.V

➤ Sens y-y

Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Appuis	6.22	3.93	3.93	4.19	15	C.V
Travée	9.32	3.93	3.93	4.19	15	C.V

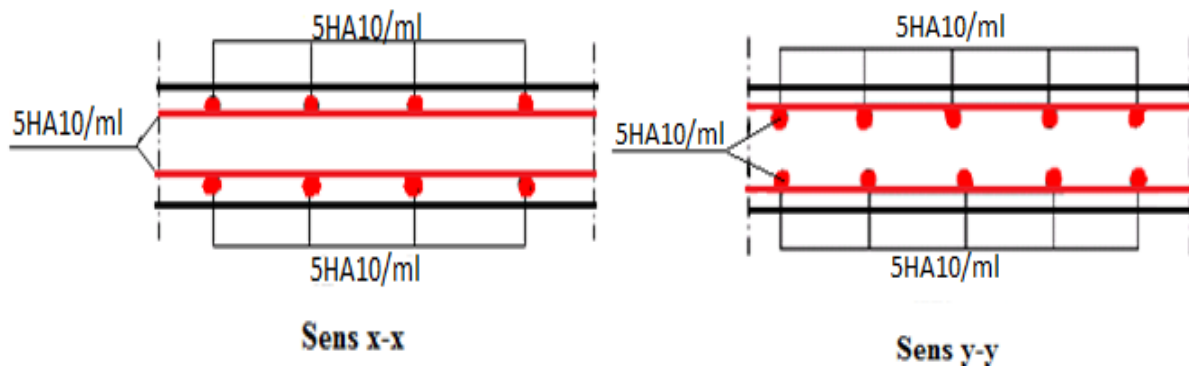


Figure III.19: Schéma de ferrailage de la dalle de salle machine

III.6) Etude de l'acrotère

III.6.1) Introduction

L'acrotère est un élément complémentaire du plancher terrasse destiné à protéger les personnes contre la chute et d'éviter le ruissellement d'eau sur la façade ; il est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Cet élément est calculé en flexion composée dans la section d'encastrement, pour une bande de 1 ml

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU et à ELS.

➤ Dimension de l'acrotère

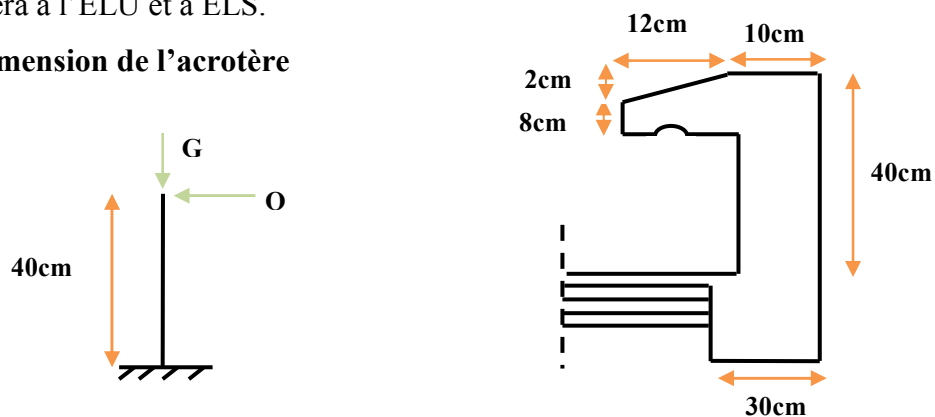


Figure III.20: Coupe vertical de l'acrotère

➤ Schéma statique

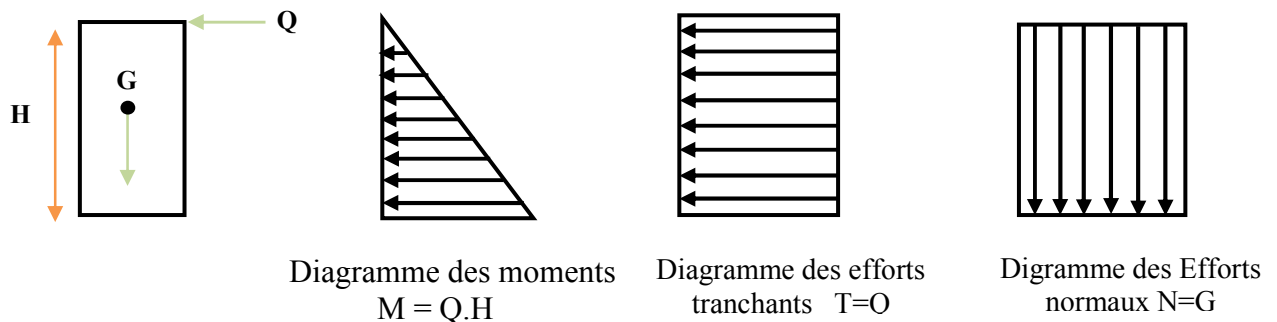
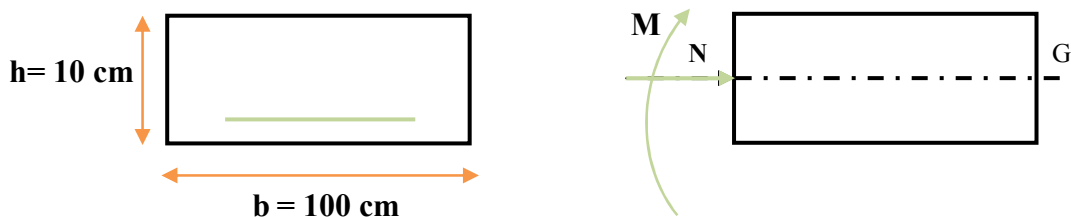


Figure III.21 : Schéma statique de l'acrotère

3.6.2) Détermination des sollicitations :



- Poids propre de l'acrotère : $G=1,27 \text{ KN/ml}$
- Charge d'exploitation : $Q=1,00 \text{ KN /ml}$

- Effort normal dû au poids propre G : $N = G * 1 = 1,27 \text{ KN}$
- Effort tranchant : $T = Q * 1 = 1 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max dû à la surcharge Q : $M = Q * H * 1 = 0,40 \text{ KN m}$

III.6.3) Calcul de la force sismique F (RPA art 6.2.3)

Les forces horizontales de calcul F agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F = 4. A. C_p. W$$

Avec : A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié ($A = 0,15$).

C : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W : Poids de l'élément considéré.

$$D'où: F = 4 * 0,2 * 0,8 * 1,27 = 0,81 \text{ KN/ml}$$

Remarque

Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de **1 ml** de la largeur en flexion composée.

III.6.4) Combinaison de sollicitation

➤ A l'ELU

$$N_u = 1,35 * G = 1,71 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 * 0,4 = 0,6 \text{ KN.m}$$

➤ A l'ELS

$$N_s = 1,27 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,40 \text{ KN.m}$$

III.6.5) Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par un mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section ($b * h$) cm^2 soumise à la flexion composée.

h : Epaisseur de la section : 10 cm

b : largeur de la section : 100 cm

c et **c'** : Enrobage : 2 cm

d = $h - c$: hauteur utile

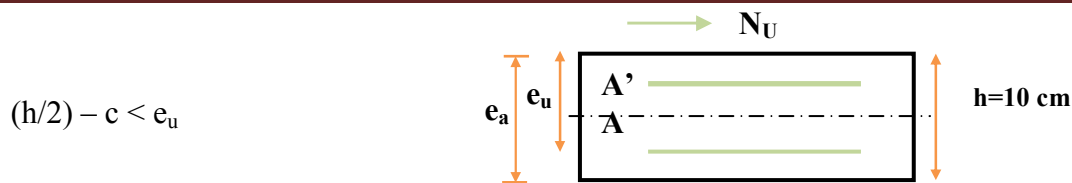
M_f : Moment fictif calculé par rapport au **CDG** des armatures tendues.

a) Calcul des armatures à l'ELU

❖ Position du centre de pression à l'ELU

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,6 * 10^2}{1,71} = 35 \text{ cm}$$

$$(h/2) - c = (10/2) - 2 = 3 \text{ cm}$$



Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

b) Calcul en flexion simple

❖ Moment fictif

$$M_f = N_u * e_f = N_u * (e_u + \frac{h}{2} - c) = 1.71 * (0.35 + \frac{0.1}{2} - 0.02) = 0.65 \text{ KN.m}$$

❖ Moment réduit

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.65 * 10^6}{1000 * 80^2 * 14.2} = 0.007$$

$$\mu_u < \mu_l = 0.392 \quad \Rightarrow \quad \text{la section est simplement armée, donc : } A' = 0$$

$$\mu_u = 0.007 \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.996$$

❖ Armatures fictive

$$A_f = \frac{M_f}{\beta * d * \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0.65 * 10^6}{0.996 * 80 * 348} = 0.23 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.23 - \frac{1.71 * 10^3}{348 * 10^2} = 0.18 \text{ cm}^2$$

III.6.6) Vérification à L'ELU

a) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/BAEL91 modifiés 99)

➤ Armatures longitudinal

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{min}$.

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \frac{e_s - 0.445d}{e_s - 0.185d} = 0.23 * 100 * 8 * \frac{2.1}{400} * \frac{31 - 0.445 * 8}{31 - 0.185 * 8}$$

$$A_{min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } e_s = M_s / N_s = 0.40 / 1.27 = 0.32 \text{ m}$$

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

$$\text{Donc : } A_s = 0.18 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à L'ELU, alors on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{Avec : un espacement } S_t = 100/4 \quad S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_r = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Répartie sur 40 cm de hauteur, avec un espacement :

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

b) Vérification au cisaillement (Art III.2 / BAEL 91)

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \{0.15 (f_{c28}/\gamma_b) ; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa} \quad (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{1.5*10^3}{1000*80} = 0.02 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } V_u = 1.5*Q = 1.5*1 = 1.5 \text{ KN}$$

$\tau_u = 0.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ la condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

c) Vérification de l'adhérence des barres

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{c28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d*\sum U_i}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe 400 haute adhérence).

$\sum U_i$ = Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n*\pi*\Phi = 4*3.14*0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

n : Nombre des barres.

$$\tau_{se} = \frac{1.5*10^3}{0.9*80*100.5} = 0.21 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = 1.5*2.1 = 3.15 \text{ MPa} \Rightarrow$ La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

III.6.7) Vérification à L'ELS

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

a) Vérification de contraintes dans le béton

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6*f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc} =$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{Avec : } I : \text{Moment d'inertie}$$

$$\text{Position de l'axe neutre } by^2 + 30(A+A')y - 30(dA+d'A') = 0 \quad \Rightarrow Y=1.91 \text{ cm}$$

Calcul de Moment d'inertie

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[(A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2)] \quad \Rightarrow I = 1350.46 \text{ cm}^4$$

$$\text{D'où : } K = \frac{0.4 \cdot 10^{-3}}{1350.46 \cdot 10^{-8}} = 29.62 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = 19.1 \cdot 29.62 \cdot 10^{-3} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de contraintes dans l'acier

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e ; \max(0.5f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

$$\eta = 1.6 \text{ pour des HA} > 6 \text{ mm} \quad , f_e = 400 \text{ MPa} \quad , f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{226.6 ; \max(200, 201.6)\} = 201.6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \cdot K (d - y) \quad \text{Tel que } n = 15$$

$$\sigma_s = 27.06 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Vérification de l'écartement des barres

▪ Armatures verticales

$$A_s = 2.01 \text{ cm}^2 \quad S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$S_{t \text{ adop}} = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

▪ Armatures de répartition

$$S_t \leq \min(4h ; 45\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$S_{t \text{ adop}} = 10 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

d) Vérification au flambement

▪ Calcul de l'élanement

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{i}$$

Avec : λ : Elancement de l'élément.

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section.

A : Section de l'élément.

$$A = 0.1 * 1 = 0.1 \text{ m}^2$$

$$I = (b \cdot h^3) / 12 = (1 \cdot (0.1)^3) / 12 = 8,33 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2 L_0 = 2H = 2(0.4) = 0.8 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{0.8 \sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \cdot 10^{-5}}} = 27.72$$

▪ Vérification à l'élancement

$$\lambda \leq \max [50; \min ((\frac{67e_u}{h}); 100)] = \max [50 ; \min (234.5 ; 100)]$$

$$\lambda = 27.72 < \max (50; 100) = 100 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

e) l'ancrage des barres

$$l_s = \phi_l \cdot \frac{f_e}{4 \cdot \tau_u} \quad \text{avec : } \tau_u = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28} \quad \text{tel que : } \Psi_s = 1.5 \text{ (HA)}$$

$$\tau_u = 0.6 (1.5)^2 2,1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$l_s = 8 (400) / 4 (2.84) = 281.7 \text{ mm}$$

$$l_s = 29 \text{ cm}$$

III.6.8) Schéma de ferrailage

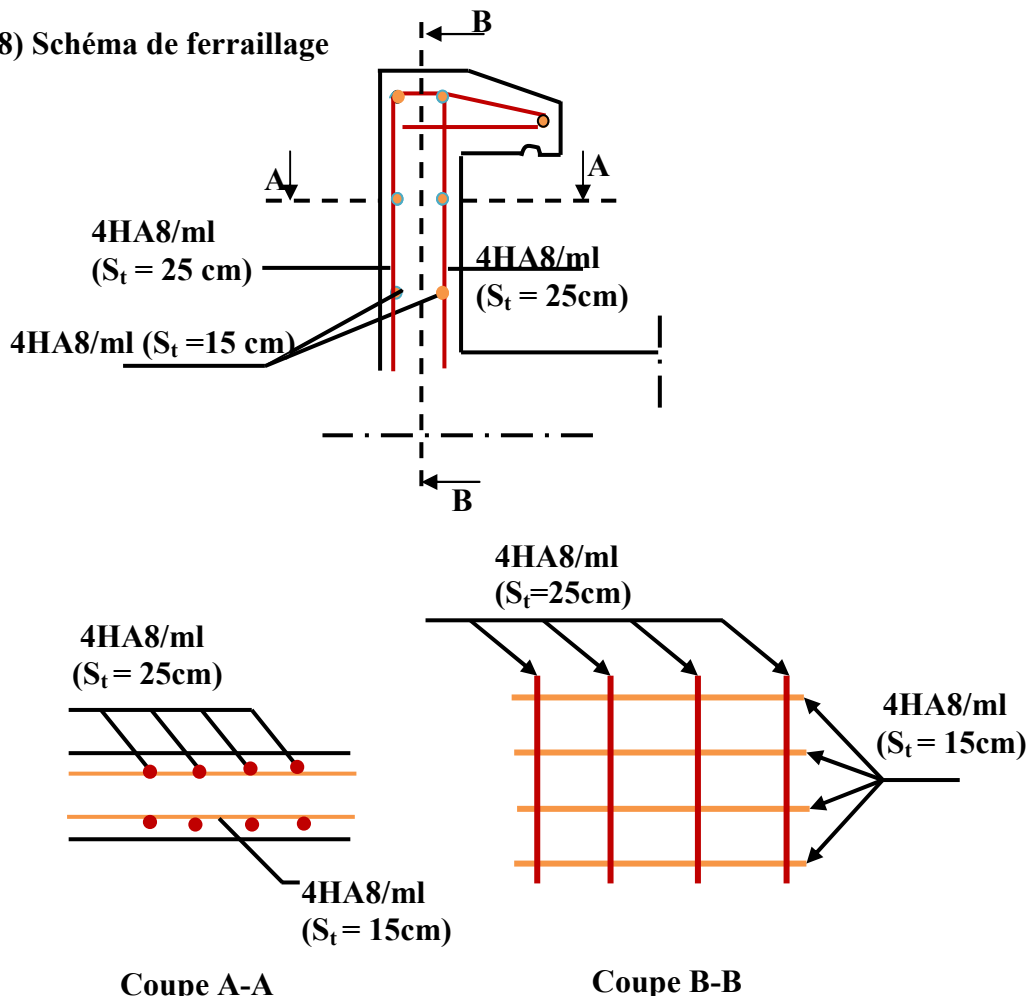


Figure III.21 : Schémas de ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE IV
Étude sismique

IV.1) Etude dynamique

IV.1.1) Introduction

Les secousses sismiques peuvent causer des dégâts matériels et des pertes humaines considérables, face à ce risque et l'impossibilité de le prévoir, peut-être la seule prévention est la construction parasismique, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères de construction à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

Alors une étude dynamique est indispensable pour réduire au maximum les dégâts sur les éléments structuraux et pour éviter l'effondrement de la structure.

IV.1.2) Modélisation mathématique

La modélisation mathématique revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté(DDL) infini, par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

IV.1.3) Modélisation de la structure étudiée

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (moments, efforts normaux,...), dans les éléments structuraux, les calculs sont faits on utilisant le logiciel ETABS.

a/ Description du logiciel ETABS

Nom du programmer: **Extended 3D Analyses of Building System**

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modélisé facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde.

Présentation de la vue en 3D

La modalisation de notre structure à partir de logiciel **ETABS 9.7** nous à donner la vue en 3D suivante :

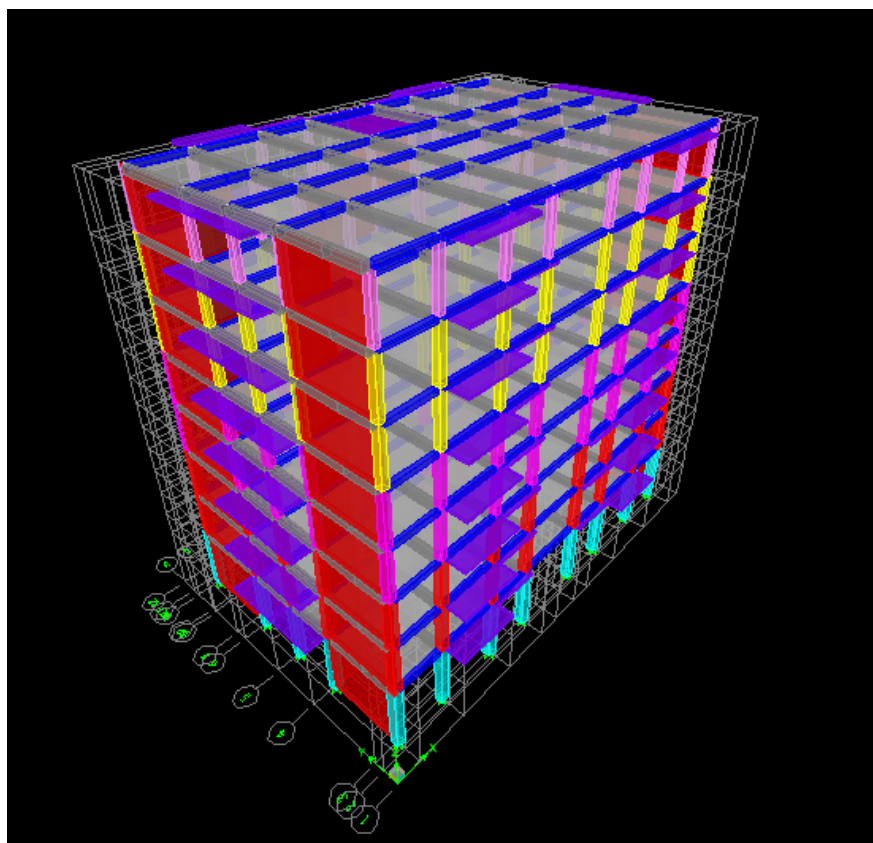


Figure IV.1 : Schéma de la structure en 3D

IV.2) Etude sismique de bâtiment

IV.2.1) Introduction

Le nord du territoire Algérien est soumis à une activité sismique très importante, le but de cette étude est de déterminer à chaque niveau de la structure les sollicitations engendrées par un éventuel séisme.

➤ Choix de la méthode de calcul

Le calcul des forces sismiques peut être mené méthodes : suivant trois

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour notre bâtiment on a une irrégularité en plan, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique. Cette dernière d'après le **RPA99/version 2003** peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

➤ Condition d' RPA99/Version 2003

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99/V2003 (art 4.3.6)** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des

valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements,

moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$

IV.2.2) Méthode dynamique modale spectrale

a) Principe

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des efforts maximaux d'un séisme sur une structure. (Page 46 titre 4.3.2 RPA99/version2003)

1) Spectre de réponse de calcul

Le RPA99/v2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

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

Avec : g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \neq 0.7$$

R : coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

IV.2.3) Méthode statique équivalente RPA (Art 4.2)

a) Principe

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée si les conditions de **RPA99/V2003 art 4.1.2** sont vérifiées.

b) Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale (V) appliquée à la base du bâtiment est calculée selon la formule suivante:

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W_T$$

A: coefficient d'accélération de zone, en fonction de la zone et du groupe d'usage.

D : facteur d'amplification dynamique.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

W_T : poids total du bâtiment

❖ Coefficient d'accélération de zone (A)

Il est donné par le tableau (4.1 RPA99/v2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment: Pour la **zone IIa** et groupe d'usage **2** $\Rightarrow A = 0.15$

❖ Facteur d'amplification dynamique moyen (D)

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

T_2 : période caractéristique dépendant du site: pour un site meuble (S_3).

$$T_2 = 0.50 \text{ s} \quad \text{(Tableau 4.7 RPA99/v2003)}$$

η : Facteur de correction d'amortissement, il est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0.881 > 0.7 \quad \text{(Article 4.2 RPA99/v2003)}$$

ξ : est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance de remplissages.... [tab4-2]

On prend le cas le plus défavorable pour $\xi = 7 \%$.

c) Estimation de la période fondamentale

- La période fondamentale $T = 0.726 \text{ s}$ inférieure à celle calculée par les formules empiriques données par le **RPA99/v2003** :

$$T = C_T h_N^{3/4} \quad \text{(Art 4-2-4 RPA99/v2003)}$$

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **Tableau 4.6 RPA99/v2003**) :

Pour une structure dont le contreventement est assuré partiellement par des voiles en béton armé $C_T = 0,05$
 $h_N = 29.58$ m

D'où: $T = 0.05(29.58)^{3/4} \Rightarrow T = 0.634$ s

Dans le cas où la structure est contreventes par des voiles en béton armé, on peut également utiliser la formule suivante: $T = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{D}}$

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

a) sans longitudinale : $D_x = 24.80$ m $\Rightarrow T = 0.535$ s

b) sens transversale : $D_y = 15.60$ m $\Rightarrow T = 0.674$ s

D'après **RPA99/version2003**, il faut utiliser la plus petite valeur des périodes obtenues dans chaque direction.

Donc : $\begin{cases} T_x = 0.535 \text{ s} \\ T_y = 0.634 \text{ s} \end{cases}$

On a : $T_2 = 0.5$ s $\begin{cases} 0 < T_x < T_2 \text{ s} \text{ donc } D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} < T_y < 3.0 \text{ s} \text{ donc } D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \end{cases}$

D'où : $\begin{cases} D_x = 2,5 * 0,881 * \left(\frac{0,5}{0,535}\right)^{2/3} = 2.10 \\ D_y = 2,5 * 0,881 * \left(\frac{0,5}{0,634}\right)^{2/3} = 1.88 \end{cases}$

❖ **Coefficient de comportement global (R)**

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3 de RPA 99/ Version 2003), en fonction du système de contreventement.

❖ **Facteur de qualité Q**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \dots \dots \dots$ (Art 4 .4 RPA99/v2003)

Ou : P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau 4.1 (**RPA99/v2003**).

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités sens x-x et y-y

Critère	P_q	
	Obs	N/Obs
Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	Non	0.10
Q (totale)	1.15	

❖ Poids total de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + \beta W_{Qi}$

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99/v2003, $\beta = 0.20$

W_{gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : poids dû aux charges d'exploitations.

A	D_x	D_y	Q	R	W(KN)
0.15	2.1	1.88	1.15	3.5	41203.039

$$\text{Donc on a: } \begin{cases} V_x = \frac{A \cdot D_x \cdot Q}{R} W \Rightarrow V_{x\text{stat}} = 4264.514 \text{ KN} \\ V_y = \frac{A \cdot D_y \cdot Q}{R} W \Rightarrow V_{y\text{stat}} = 3817.755 \text{ KN} \end{cases}$$

d) Nombre de modes à considérer

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales les nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{n} \text{ et } : T_k \leq 0.20 \text{ sec} \quad (\text{Article 4-14 RPA99/v2003})$$

Où : n ; est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

Le nombre de modes à considérer est : 7 modes. (Participation modale : **94,9433%**).

IV.2.4) Choix de la disposition des voiles

On a pris en considération le plan d'architecture en prévoyant un nombre minimal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment.

La disposition des voiles adoptée est indiquée à la figure suivante :

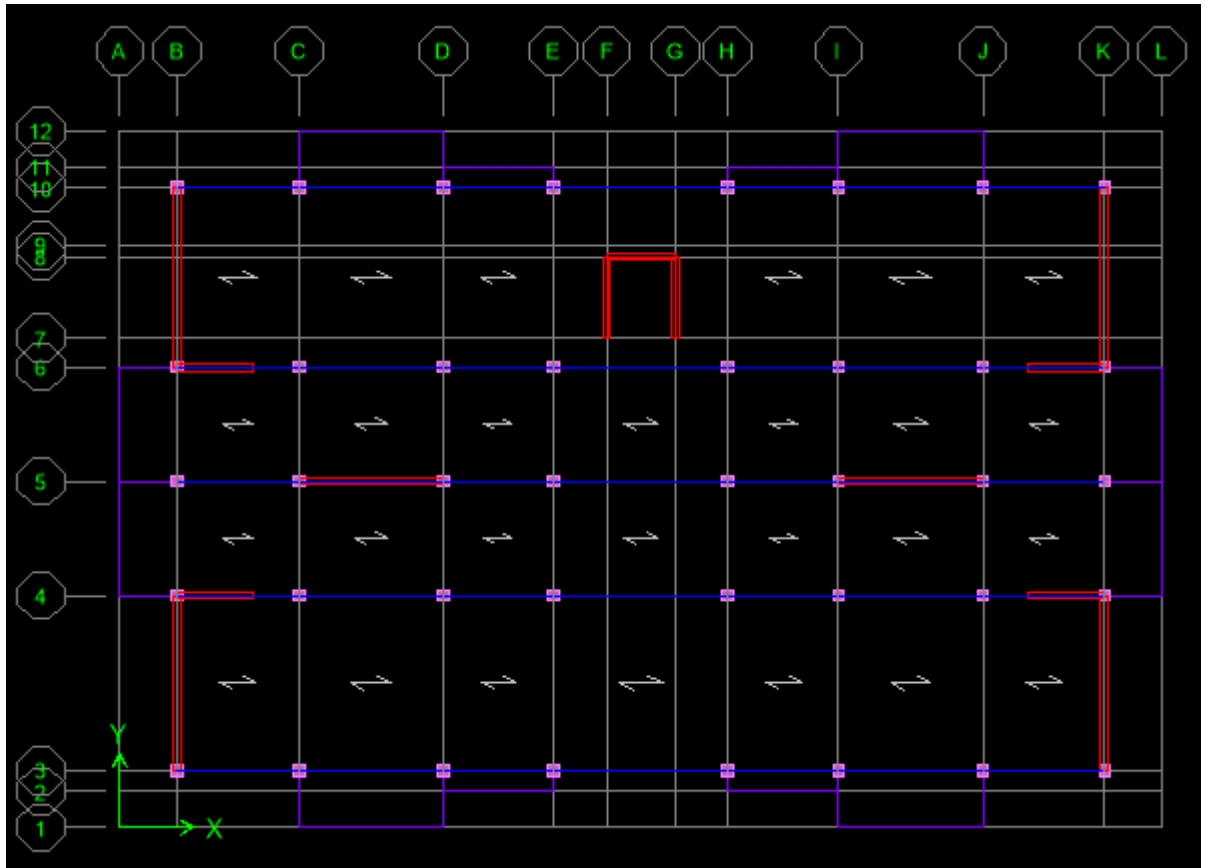


Figure IV.2 : La disposition des voiles (vue en plan)

3) Caractéristiques géométriques et massique de la structure

➤ Détermination des masses et centre de masse par étages

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec : M_i : la masse de l'élément « i » ;

X_i, Y_i : les coordonnées de **CDG** de l'élément « i » par rapport au repère global.

➤ **Caractéristiques massiques****Tableau IV.2 : Centre de masse et excentricité des niveaux**

plancher	Position de centre de masse			Position de centre de torsion		Excentricité	
	Masse(t)	X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	e _x (m)	e _y (m)
1	577,2562	13.7	9.290	13,559	10,138	0.141	0.848
2	546,3645	13.7	9.271	13,623	10,295	0.077	1.024
3	539,7414	13.7	9.273	13,646	10,377	0.054	1.104
4	534,024	13.7	9.275	13,657	10,419	0.043	1.144
5	528,181	13.7	9.277	13,665	10,435	0.035	1.158
6	523,2437	13.7	9.278	13,67	10,435	0.030	1.157
7	510,3102	13.7	9.196	13,675	10,421	0.025	1.225
8	440,985	13.7	9.501	13,682	10,377	0.018	0.876

(X_{CR}, Y_{CR}) : coordonnées de centre de torsion (ou de rigidité)

➤ **L'excentricité accidentelle (Article 4.2.7 RPA99/Version 2003)**

$$e_{acc} = \pm 0.05 \max (l_x, l_y) = \pm 0.05 \max (24.80 ; 15.60) = 0.955 \text{ m} \quad e_{acc} = 1.240 \text{ m}$$

Donc $e = \max (e_{acc} ; e_{réel}) = 1.240 \text{ m}$

$$e = 1.240 \text{ m}$$

❖ **Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale et commentaires**• **Mode de vibrations et taux de participation des masses**

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS 9**, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau.

Tableau IV.3 : Périodes, modes et facteurs de participation massique

Mode	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY	RZ	ΣRZ	Nature
1	0,632627	70,1485	0,0122	70,1485	0,0122	0,6051	0,6051	Translation X
2	0,485721	0,0072	69,4957	70,1557	69,5079	0,0229	0,6279	Translation Y
3	0,430579	0,5896	0,0166	70,7453	69,5245	68,7525	69,3804	Rotation Z
4	0,163087	18,0857	0,0022	88,831	69,5267	0,0566	69,437	Translation X
5	0,116625	0,0014	20,5864	88,8324	90,1131	0,0018	69,4388	Translation Y
6	0,100689	0,0352	0,0012	88,8676	90,1143	20,9553	90,3941	Rotation Z
7	0,073233	6,4171	0,0003	95,2847	90,1146	0,0022	90,3963	Translation X
8	0,053121	0,001	6,1439	95,2857	96,2586	0	90,3963	Translation Y
9	0,045827	0,0038	0,0001	95,2895	96,2587	6,1613	96,5576	Rotation Z
10	0,043771	2,7396	0	98,0291	96,2587	0,039	96,5966	Translation X
11	0,033352	0,0013	2,2391	98,0305	98,4978	0,0002	96,5968	Translation Y
12	0,030537	1,1489	0	99,1794	98,4978	0,0155	96,6123	Rotation Z

➤ Modes de vibrations obtenus

Premier mode de vibration : Translation suivant X

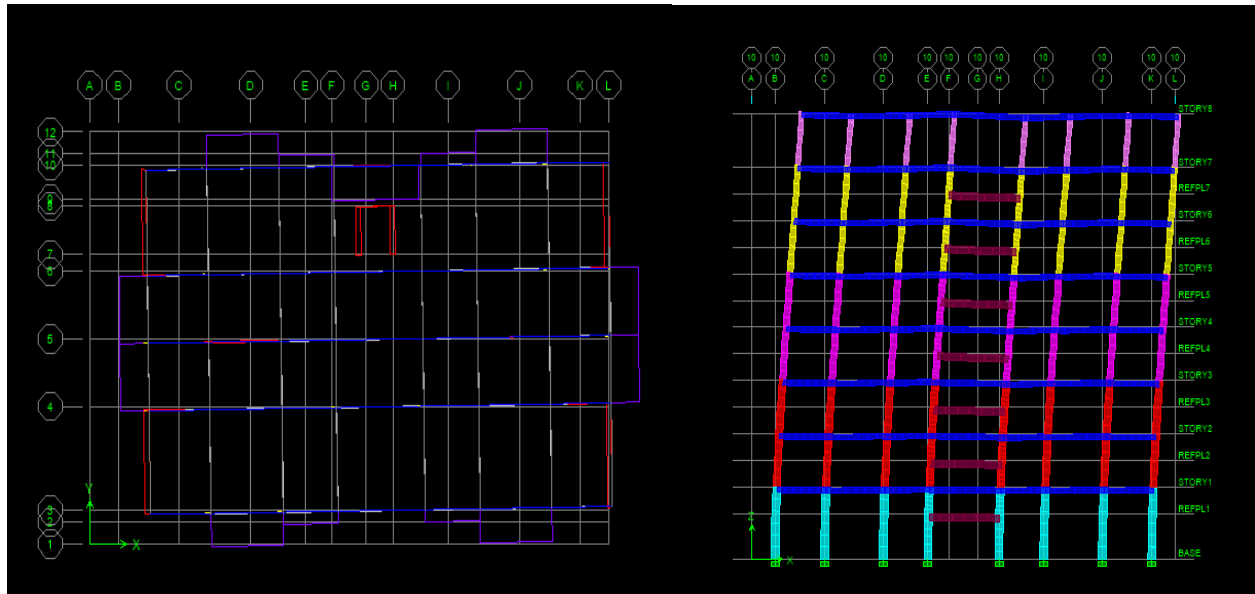


Figure IV.3 : 1^{er} Mode de translation suivant le sense x- x de periode T = 0,6326 s

Deuxième mode de vibration : Translation suivant Y

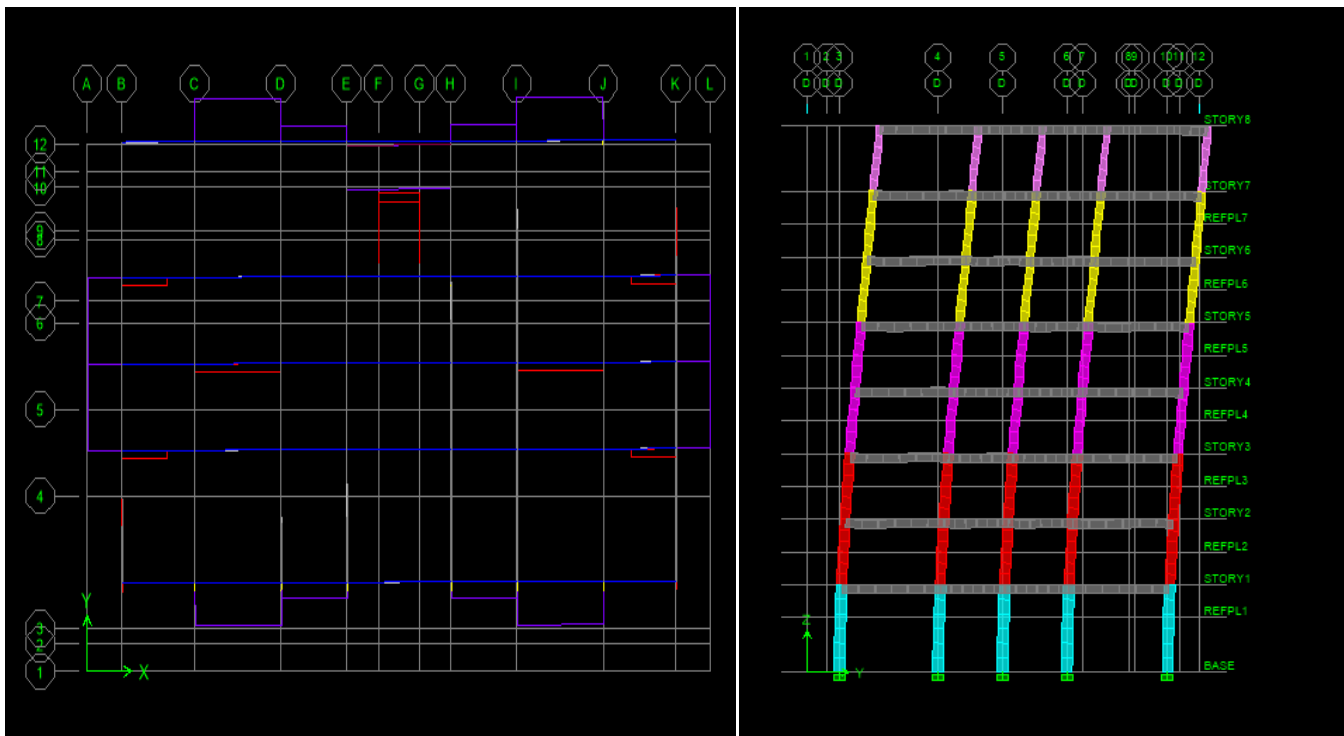


Figure IV.4: 2^{eme} Mode de translation suivant le sense y y de periode T = 0.4857 s

Troisième mode de vibration : rotation autour de l'axe Z

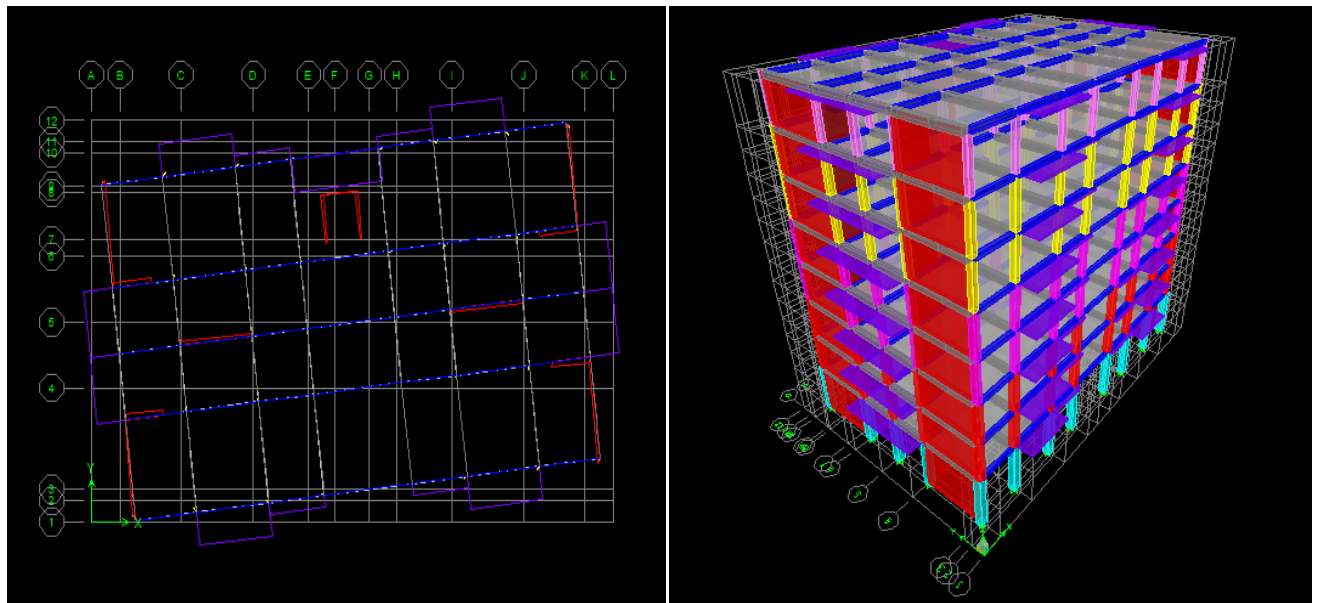


Figure IV.5 : 3^{ème} Mode de rotation autour de l'axe Z de periode T = 0.4305 s

➤ **Commentaire**

D'après le **RPA99/Version 2003**, la valeur de T_E calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_E = 0.725 \text{ s} < T = 0.634 * 1.30 = 0.824 \text{ s} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Calcul de l'effort tranchant modal à la base (RPA99/v2003)

$$V_i = S_a/g \times \alpha_i * W$$

Avec : V_i : l'effort tranchant a la base

α_i : coefficient de participation « i »

W : poids total de la structure

Les résultats sont dans les tableaux suivants :

❖ **Sens longitudinal (X -X)**

Tableau IV.4 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale)

Mode	Périodes	Sa/g	α_i (%)	W (KN)	Vt (KN)
1	0,632627	0,116	70,1485	41203.03986	3352.784
2	0,485721	0,136	0,0072	41203.03986	0.403
3	0,430579	0,136	0,5896	41203.03986	33.039
4	0,163087	0,136	18,0857	41203.03986	1013.453
5	0,116625	0,146	0,0014	41203.03986	0.084
6	0,100689	0,153	0,0352	41203.03986	2.220
7	0,073233	0,162	6,4171	41203.03986	428.335
			95.2847		

❖ Sens transversal (Y-Y)

Tableau IV.5 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal)

<i>Mode</i>	<i>Périodes</i>	<i>Sa/g</i>	<i>α_i (%)</i>	<i>W (KN)</i>	<i>V_t (KN)</i>
1	0,632627	0,116	0,0122	41203.03986	0.583
2	0,485721	0,136	69,4957	41203.03986	3894.270
3	0,430579	0,136	0,0166	41203.03986	0.930
4	0,163087	0,136	0,0022	41203.03986	0.123
5	0,116625	0,146	20,5864	41203.03986	1238.404
6	0,100689	0,153	0,0012	41203.03986	0.075
7	0,073233	0,162	0,0003	41203.03986	0.200
90,1146					

4) Combinaisons des réponses modales (RPA99/v2003.Art.4.3.5)

Si toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \dots\dots\dots(1)$$

Avec : E : l'effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon le mode i.

K : nombre de mode retenue.

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E₁ et E₂ par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \dots\dots\dots(2)$$

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j et d'amortissement ζ_i, ζ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport r vérifie la relation

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})} = 0.588 \text{ avec : } T_i \leq T_j$$

➤ **Combinaisons des réponses modales****Tableau IV.6 : Combinaisons des réponses modales**

<i>Mode</i>	<i>Période T(s)</i>	<i>r =Ti/Tj</i>	<i>Observation</i>
<i>1^{er} Mode</i>	0,632627	0.767	C.N.V
<i>2^{ème} Mode</i>	0,485721	0.886	C.N.V
<i>3^{ème} Mode</i>	0,430579	0.378	C.V
<i>4^{ème} Mode</i>	0,163087	0.715	C.N.V
<i>5^{ème} Mode</i>	0,116625	0.617	C.N.V
<i>6^{ème} Mode</i>	0,100689	0.727	C.N.V
<i>7^{ème} Mode</i>	0,073233	/	C.N.V

➤ **Remarque**

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule (2) :

$$E_x = 3529.237 \text{ KN}$$

$$E_y = 4086.994 \text{ KN}$$

➤ **Vérification des exigences de RPA99/2003****1) Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99/v2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $0.8V_s < V_{dyn}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V/V_t$

	<i>V_{statique} (KN)</i>	<i>V_{dynamique}(KN)</i>	<i>0.8 V_{statique}</i>	<i>0.8 V_s < V_{dyn}</i>
<i>Sens X-X</i>	4264.514	3529.237	3411.611	C.V
<i>Sens Y-Y</i>	3817.755	4086.994	3054.204	C.V

❖ **Justification du système de contreventement**

Pour le choix du système de contreventement, selon les définitions données par le **RPA99/ v 2003**.

On doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme présente les tableaux ci-dessous :

✓ **Sous charges horizontales**

Tableau IV.7 : Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques

Niveau	Voile		Portique		(% voile)		(% Portique)	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Niveau 1	2114.92	1822.57	430.79	482.40	83.08	79.07	16.92	20.93

✓ **Sous charges verticales**

Tableau IV.8 : Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques

Niveau	Voile	Portique	(%) voile	(%) Portique
	F3	F3	F3	F3
Niveau 1	19687.50	60626.33	24.51	75.49

Avec : **F1** : la charge horizontale suivant X.

F2 : la charge horizontale suivant Y.

F3 : la charge verticale reprise par l'élément.

➤ **Conclusion :**

On remarque dans les résultats que les voiles reprennent plus de 20% de l'effort vertical et la totalité de l'effort horizontal donc notre système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, d'où le coefficient. (**R=3,5**)

➤ **Spectre de réponse**

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre99/v2003**

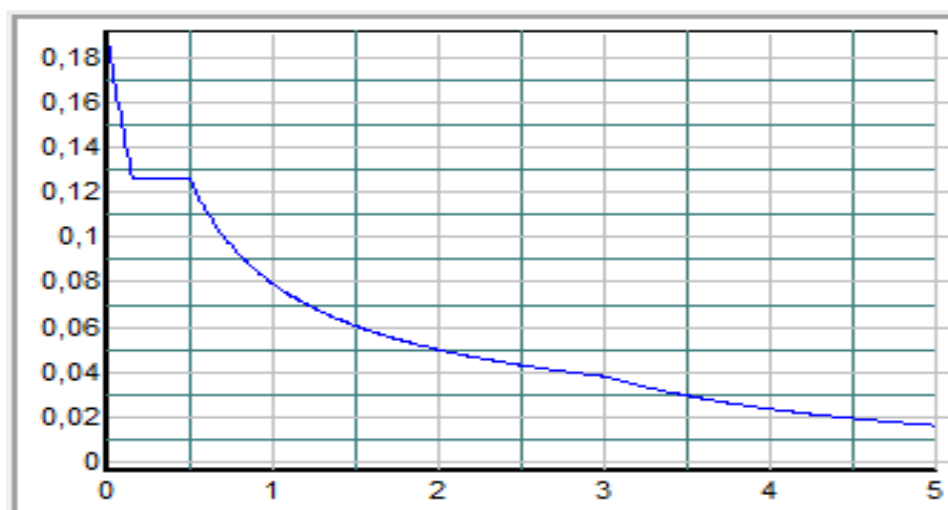


Figure IV.6 : Spectre de réponse

2) Distribution des forces sismique selon la hauteur

➤ Sens x-x

Tableau IV.9 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens x-x

$$V_x = 4264.514 \text{ KN}$$

Niveau	W(KN)	Hi(m)	W*hi*V	$\sum W*hi$	Fi(KN)
Niveau 1	5662.883322	4.08	98529736.44	591539.3071	166.565
Niveau 2	5359.83574	7.14	163199655.1	591539.3071	275.889
Niveau 3	5294.863134	10.20	230316183.2	591539.3071	389.350
Niveau 4	5238.77544	13.26	296239421.8	591539.3071	500.794
Niveau 5	5181.45561	16.32	360613084.6	591539.3071	609.618
Niveau 6	5133.020697	19.38	424225072.5	591539.3071	717.154
Niveau 7	5006.143062	22.44	479066335.4	591539.3071	809.864
Niveau 8	4326.06285	25.50	470438167.5	591539.3071	795.278

➤ Sens y-y

Tableau IV.10 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur sens y-y

$$V_y = 3817.755 \text{ KN}$$

Niveau	W(KN)	Hi(m)	W*hi*V	$\sum W*hi$	Fi(KN)
Niveau 1	5662.883322	4.08	88207564.56	591539.3071	149.115
Niveau 2	5359.83574	7.14	145102533.5	591539.3071	245.296
Niveau 3	5294.863134	10.20	206187800.1	591539.3071	348.561
Niveau 4	5238.77544	13.26	265204788.6	591539.3071	448.330
Niveau 5	5181.45561	16.32	322834538	591539.3071	545.753
Niveau 6	5133.020697	19.38	379782407.1	591539.3071	642.023
Niveau 7	5006.143062	22.44	428878389.7	591539.3071	725.020
Niveau 8	4326.06285	25.50	421154126	591539.3071	711.963

3) Vérification des déplacements latéraux inter-étage

D'après l'article (Art 5.10) du RPA99/v2003, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal

Tableau IV.11 : Le déplacement inter-étage dans le sens x-x

<i>SENS X-X</i>							
<i>Niveau</i>	$\delta_{ek} (m)$	<i>R</i>	$\delta k(m)$	δ_{k-1}	$\Delta_k (x)$	$\Delta_{k adm}$	<i>Observation</i>
<i>Niveau 8</i>	0,0183	3.5	0.06405	0,0553	0.00875	0.0306	C.V
<i>Niveau 7</i>	0,0158	3.5	0.0553	0.04585	0.00945	0.0306	C.V
<i>Niveau 6</i>	0,0131	3.5	0.04585	0,0364	0.00945	0.0306	C.V
<i>Niveau 5</i>	0,0104	3.5	0,0364	0,02695	0.00945	0.0306	C.V
<i>Niveau 4</i>	0,0077	3.5	0,02695	0,01785	0.0091	0.0306	C.V
<i>Niveau 3</i>	0,0051	3.5	0,01785	0,01015	0.0077	0.0306	C.V
<i>Niveau 2</i>	0,0029	3.5	0,01015	0.00385	0.0063	0.0306	C.V
<i>Niveau 1</i>	0,0011	3.5	0.00385	0	0.00385	0.0408	C.V

➤ Sens transversal

Tableau IV.12 : Le déplacement inter-étage dans le sens y-y

<i>SENS Y-Y</i>							
<i>Niveau</i>	$\delta_{ek} (m)$	<i>R</i>	$\delta k(m)$	δ_{k-1}	$\Delta_k (x)$	Δ_{khi}	<i>Observation</i>
<i>Niveau 8</i>	0,0128	3.5	0,0448	0,03815	0,00665	0.0306	C.V
<i>Niveau 7</i>	0,0109	3.5	0,03815	0,03115	0,007	0.0306	C.V
<i>Niveau 6</i>	0,0089	3.5	0,03115	0,0245	0,00665	0.0306	C.V
<i>Niveau 5</i>	0,007	3.5	0,0245	0,01785	0,00665	0.0306	C.V
<i>Niveau 4</i>	0,0057	3.5	0,01785	0,0119	0,00595	0.0306	C.V
<i>Niveau 3</i>	0,0034	3.5	0,0119	0,00665	0,00525	0.0306	C.V
<i>Niveau 2</i>	0,0019	3.5	0,00665	0,00245	0,0042	0.0306	C.V
<i>Niveau 1</i>	0,0007	3.5	0,00245	0	0,00245	0.0408	C.V

➤ Conclusion

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l'art 5.10 du RPA/v2003 est vérifiée.

4) Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ (RPA 99/v2003 Art 5.9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

➤ Sens longitudinal

Tableau IV.13 : Vérification de l'effet P-Delta sens x-x

Niveau	P_k	V_x	H_k	Δ_k	θ_{Kx}	$\theta_{Ky} < 0.1$
Niveau 8	4326.06285	166.565	3.06	0.00875	0,0742	C.V
Niveau 7	9332.205912	442.454	3.06	0.00945	0,0651	C.V
Niveau 6	14465.22661	831.804	3.06	0.00945	0,0537	C.V
Niveau 5	19646.68222	1332.598	3.06	0.00945	0,0455	C.V
Niveau 4	24885.45766	1942.216	3.06	0.0091	0,0381	C.V
Niveau 3	30180.32079	2659.37	3.06	0.0077	0,0285	C.V
Niveau 2	35540.15654	3469.234	3.06	0.0063	0,0210	C.V
Niveau 1	41203.03986	4264.512	4.08	0.00385	0,0091	C.V

❖ Sens transversal

Tableau IV.14 : Vérification de l'effet P-Delta sens y-y

Niveau	P_k	V_y	H_k	Δ_k	θ_{Ky}	$\theta_{Ky} < 0.1$
Niveau 8	4326.06285	149.115	3.06	0,00665	0.0630	C.V
Niveau 7	9332.205912	394.411	3.06	0,007	0.0019	C.V
Niveau 6	14465.22661	742.972	3.06	0,00665	0.0130	C.V
Niveau 5	19646.68222	1191.302	3.06	0,00665	0.0175	C.V
Niveau 4	24885.45766	1737.055	3.06	0,00595	0.0546	C.V
Niveau 3	30180.32079	2379.078	3.06	0,00525	0.0217	C.V
Niveau 2	35540.15654	3104.098	3.06	0,0042	0.0024	C.V
Niveau 1	41203.03986	3816.061	4.08	0,00245	0.0002	C.V

➤ Conclusion

On constate que θ_{Kx} et θ_{Ky} sont inférieure à 0,1.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

5) Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble

➤ Vérification au renversement (RPA99/v2003 Art.5.5)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$) avec :

M_s : moment stabilisant.

M_r : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

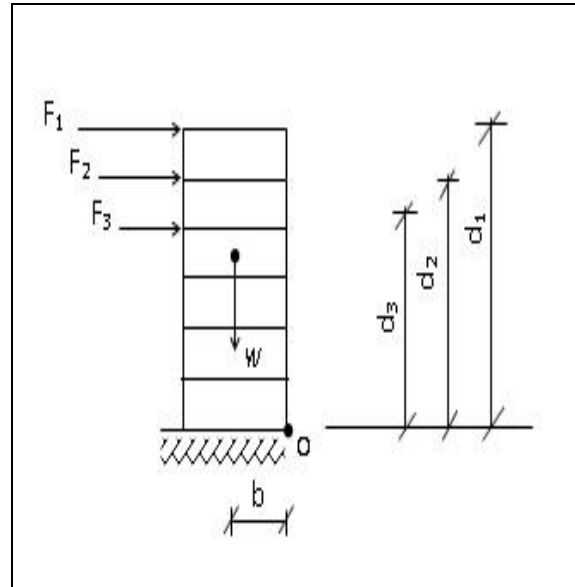
✓ $M_{ren} = M_{Fi/O} = \sum_{i=1}^n F_i d_i$

✓ $M_{stab} = M_{W/O} = W * b$

b : la distance au centre de gravité selon la direction x-x et y-y (Xg, Yg)

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renverssment}} \geq 1.5$$



❖ Sens x-x

Tableau IV.15 : Calcul le moment de renversement sens x-x

Niveau	di(m)	Fxi(KN)	Fxi*di (KN.m)
Niveau 1	4.08	166.565	679.5852
Niveau 2	7.14	275.889	1969.8474
Niveau 3	10.20	389.350	3971.3700
Niveau 4	13.26	500.794	6640.5284
Niveau 5	16.32	609.618	9948.9657
Niveau 6	19.38	717.154	13898.4445
Niveau 7	22.44	809.864	18173.3481
Niveau 8	25.50	795.278	20279.589
			Σ = 75561.6783

❖ Sens y-y

Tableau IV.16 : Calcul le moment de renversement sens y-y

Niveau	$d_i(m)$	$F_{yi}(KN)$	$F_{yi} \cdot d_i(KN.m)$
Niveau 1	4.08	149.115	608.3892
Niveau 2	7.14	245.296	1751.4134
Niveau 3	10.20	348.561	3555.3222
Niveau 4	13.26	448.330	5944.8558
Niveau 5	16.32	545.753	8906.6889
Niveau 6	19.38	642.023	12442.4057
Niveau 7	22.44	725.020	16269.4488
Niveau 8	25.50	711.963	18155.0565
			$\Sigma = 67633.5805$

➤ Calcul de centre de gravité de la structure

Tableau IV.17 : Centre de gravité et de torsion

Niveau	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i (t)$	$M_i \cdot X_i$	$M_i \cdot Y_i$	$X_G (m)$	$Y_G (m)$
1	13.7	9.290	577,2562	7908.40994	5362.71009		
2	13.7	9.271	546,3645	7485.19365	5065.34528		
3	13.7	9.273	539,7414	7394.45718	5005.02200		
4	13.7	9.275	534,024	7316.12880	4953.07260		
5	13.7	9.277	528,181	7236.07970	4899.93513		
6	13.7	9.278	523,2437	7168.43869	4854.65505		
7	13.7	9.196	510,3102	6991.24974	4692.81259		
8	13.7	9.501	440,985	6041.4945	4189.79848		
Σ			4200.106	57541.4522	39023.3512	13.7	9.30

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G \\ b_y = L_y - Y_G \end{cases}$$

b : les points les plus éloignés par rapport au centre de gravité pour les deux directions

Tableau IV.18 : Vérification de renversement

	$W (KN)$	$b (m)$	$M_s (KN.m)$	$M_r (KN.m)$	M_s / M_r
Sens longitudinal	41203.03986	11.10	457353.7424	75561.6783	6.05
Sens transversal	41203.03986	6.30	259579.1511	67633.5805	3.84

➤ Conclusion

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$)

6) Vérification de l'effort normal réduit

L'article (7-4-3-1) du **RPA99/v2003** exige la vérification prescrite par le **CBA** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec : N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Tableau IV.19 : Vérification des poteaux a l'effet de l'effort normal réduit

<i>Niveau</i>	<i>Poteau</i>	<i>Section</i>	<i>N(KN)</i>	<i>v</i>	<i>v ≤ 0.3</i>
<i>Niveau S/sol</i>	C28	50*50	1874.22	0.30	C.V
<i>Niveau RDC</i>	C28	50*50	1806.26	0.28	C.V
<i>Niveau 1^{er}</i>	C28	45*45	1552.12	0.30	C.V
<i>Niveau 2^{eme}</i>	C28	45*45	1316.66	0.26	C.V
<i>Niveau 3^{eme}</i>	C28	40*40	1083.78	0.27	C.V
<i>Niveau 4^{eme}</i>	C28	40*40	857.76	0.21	C.V
<i>Niveau 5^{eme}</i>	C28	35*35	632.98	0.20	C.V
<i>Niveau 6^{eme}</i>	C28	35*35	412.39	0.13	C.V
<i>Niveau 7^{eme}</i>	C28	30*30	280.09	0.12	C.V

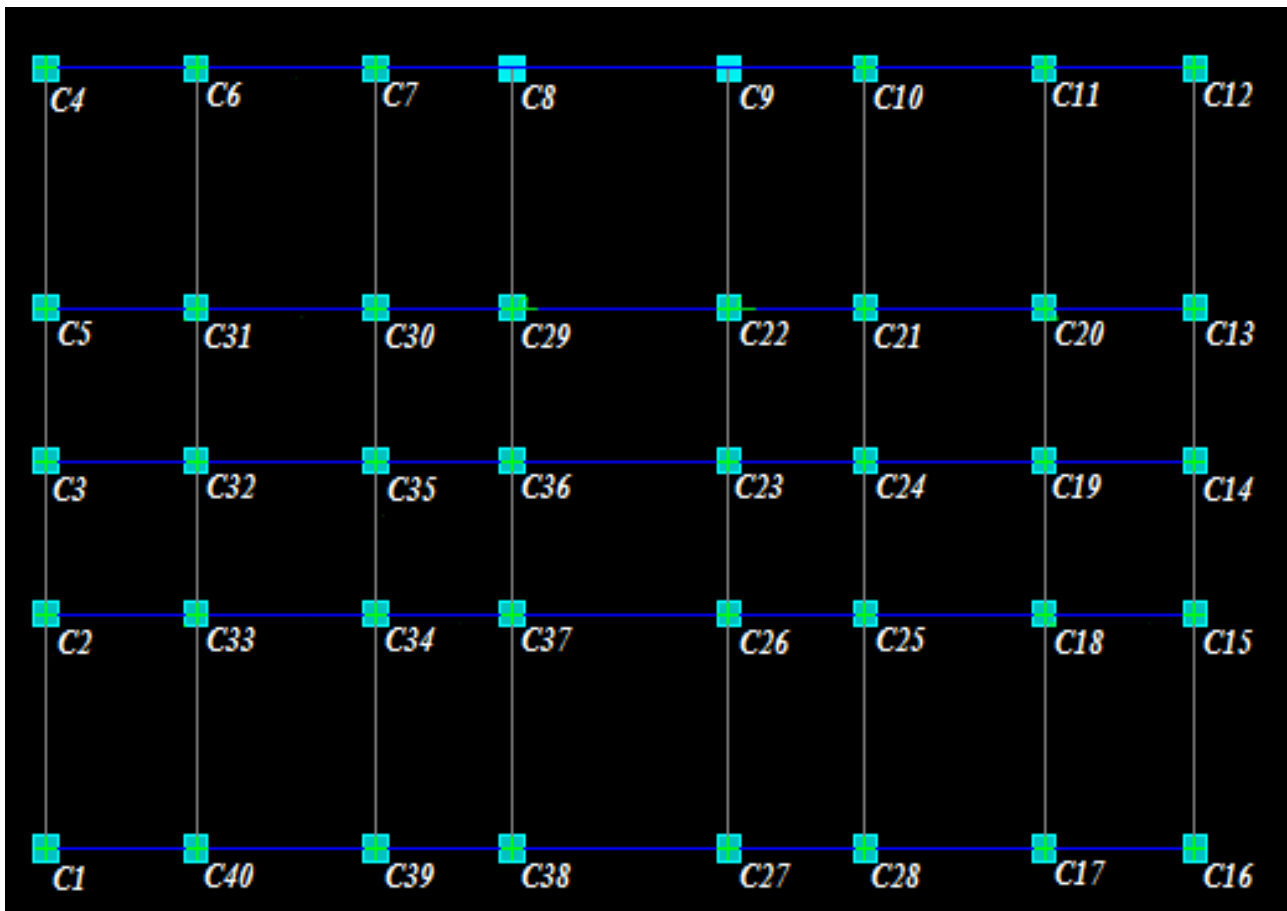


Figure IV.7 : La position des poteaux dans le plan de la structure.

CHAPITRE V
Ferraillage des
éléments principaux

V.1) FERRAILLAGE DES POTEAUX

V.1.1) Introduction

Une construction en béton armé doit demeurer résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux. En conséquence ces derniers doivent être bien armé et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

Les sollicitations à prendre en considération pour le calcul du ferraillage sont imposées par le **BAEL91**, et le **RPA99/V2003** de façon à prévoir les efforts les plus défavorables contre lesquels la structure sera amenée à résister.

V.1.2) Les combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions à considérer simultanément, et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments de résistance.

➤ Les actions

Les actions sont des forces et des couples, directement appliqués à une construction, ou résultant des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température)

- ✓ Action permanente notée G (poids propre de la structure).
- ✓ Action variable notée Q.
- ✓ Action accidentelle notée E.

➤ Les sollicitations

Ce sont des efforts (normaux ou tranchants) et des moments de flexion ou de torsion, développés dans une section par combinaisons d'actions, calculés par les méthodes de la **RDM** ou forfaitaires.

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

▪ Selon BAEL 91 (Situation durable)

$$\text{ELU} \quad 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{ELS} \quad G + Q \dots\dots\dots (2)$$

▪ Selon le RPA (Situation accidentelle)

$$G + Q \pm E \dots\dots\dots (3)$$

$$0,8 G \pm E \dots\dots\dots (4)$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens et dans les situations suivantes :

1- Situation durable.

2- Situation accidentelle.

V.1.3) Caractéristiques des matériaux

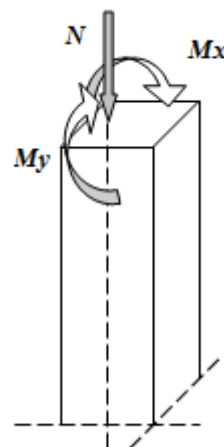
Matériaux	Caractéristiques	Situation durable	Situation accidentelle
Béton	f_{c28} [MPa]	25	25
	γ_b	1.5	1.15
	σ_b [MPa]	14.2	21.74
Acier	f_{et} [MPa]	400	400
	γ_s	1.15	1
	σ_s [MPa]	348	400

V.1.4) Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal, transversal donc, ils sont calculés en flexion composée.

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- ✓ Un effort normal.
- ✓ Un effort tranchant.
- ✓ Un moment fléchissant.



Les sollicitations sont obtenues par le logiciel **ETABS**.

Les efforts que nous avons pris pour le calcul sont suivant les **4** combinaisons

- ✓ N_{max} et M_2, M_3 correspondant.
- ✓ N_{min} et M_2, M_3 correspondant.
- ✓ M_{2max} et N correspondant.
- ✓ M_{3max} et N correspondant.

Remarque : M_2 correspond à M_x et M_3 correspond à M_y .

❖ Ferrailage longitudinal

➤ Recommandations du RPA99 /V2003

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans

crochet.

- ✓ Leur pourcentage minimal est de : 0.8 % en **zone IIa**.
- ✓ Leur pourcentage maximal est de : 3 % en zone courante.
6 % en zone de recouvrement.
- ✓ le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✓ la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ .
- ✓ la distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques) $h' = \max (h_e/6, b_1, h_1, 60 \text{ cm})$

❖ Recommandations du «BAEL99»

Ferrailage minimum d'après le **BAEL99** est donnée par :

$$A_{\min} = \left(4 \frac{\text{cm}^2}{U(\text{ml})}, \frac{2B}{1000} \right)$$

$$A_{\max} = \frac{5B}{100}$$

B : section du béton ($b \cdot h$)

$$d = 0,9h$$

$$A \geq \frac{0.23 f_{c28}}{f_e} b_0 \cdot d \frac{e-0.45d}{e-0.185d}$$

➤ Le ferrailage minimal d'après CBA93

Ferrailage minimum d'après le **CBA93** est donnée par :

$$A \geq \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d$$

➤ Ferrailage transversales (RPA99/v2003)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

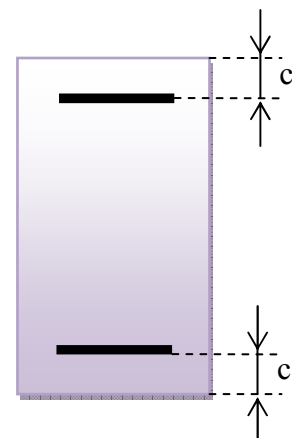
$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture).



$$\rho_a = 2.5 \text{ Si l'élanement géométrique } \geq 5.$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ Si l'élanement géométrique } < 5.$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

t : espacement des armatures transversales :

$$t \leq \min(10\Phi_l, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale. (zone IIa)}$$

$$t \leq 15\Phi \text{ en zone courante, avec : } \Phi \text{ diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.}$$

-La quantité d'armatures minimale ($A_t \text{ min}$) :

$$(A_t/b_l t \text{ en } \%) \text{ est donnée par : } \begin{cases} 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Par l'interpolation si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou l_f/b avec : a et b sont les dimensions de la section du poteau.

❖ Exemple de calcul

✓ Calcul a la compression

Soit un poteau de C6 (50*50) cm² :

$$C = C' = 5 \text{ cm}$$

$$S = (50*50) \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

$$d = 0.45 \text{ m}$$

$$N_{\max} = 1078.98 \text{ KN} ; M_x = 1.7 \text{ KN.m} ; M_y = -0.689 \text{ KN.m}$$

Sous combinaison ; **ELU**

Correction des efforts pour tenir compte de l'excentricité additionnelle.

l : hauteur totale du poteau.

l_f: longueur de flambement du poteau.

e : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

$$e = M_{\max} / N_{\max}$$

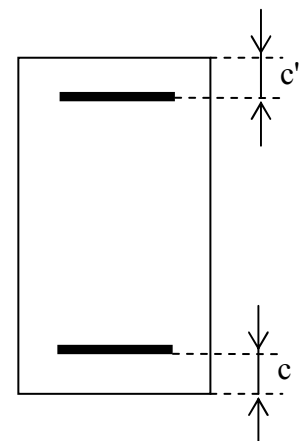
$$e = 0.0016 \text{ m}$$

$$h/2 - C' = 0.20 \text{ m}$$

$$e < h/2 - C' \Rightarrow \text{Section entièrement tendus}$$

$$\begin{cases} e_{A1} = (h/2 - C') + e = 0.2016 \text{ m} \\ e_{A2} = (h/2 - C') - e = 0.1984 \text{ m} \end{cases}$$

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



$$A_1 = \frac{N \cdot e_{A2}}{(e_{A1} + e_{A2}) \cdot \sigma_s} = 13.39 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N \cdot e_{A1}}{(e_{A1} + e_{A2}) \cdot \sigma_s} = 13.58 \text{ cm}^2$$

➤ Conclusion

$$A_{\text{adopté}} = \max (A_{\text{Cal}}, A_{\text{CNF}}, A_{\text{min(RPA)}})$$

$$A_{\text{min}} = \max (4\text{cm}^2/U, 2B/1000).$$

$$A_{\text{max}} = 5B/100$$

$$A_{\text{cnf}} = 0,23b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

U : périmètre de la section (m).

B : section du béton = b*h (b = h = les dimensions du poteau, d = 0,9h).

Les résultats de ferrailage recommandé par **RPA 2003** et **BAEL 91** sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Exemple de ferrailage d'un poteau.

niveau	Section (cm ²)	BAEL 91			RPA 2003		
sous-sol, RDC	(50*50)	A _{min} (cm ²) 5	A _{max} (cm ²) 125	A _{cnf} (cm ²) 2.72	A _{min} (cm ²) 20	A _{max} (cm ²) zone courante 75	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement 150

A) Ferrailage longitudinal

Le ferrailage de ce poteau est divisé en 5 parties :

- partie 01 : S/sol et RDC.
- partie 02 : 1^{er} et 2^{ème} étages.
- partie 03 : 3^{ème} et 4^{ème} étages.
- partie 04 : 5^{ème} et 6^{ème} étages.
- partie 05 : 7^{ème} étage.

- **Vérification du flambement** : Si l'élanement $\lambda \leq 50$, on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement, dans le cas contraire il y a lieu de tenir compte

du risque du flambement dans les calculs de la flexion composée des poteaux. $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : longueur de flambement. $l_f = l_0$, i : rayon de giration. $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour les poteaux carrés nous avons : $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$

a : dimension du poteau.

Niveau	La section	L_f	A	$\lambda \leq 50$
<i>S sol</i> <i>RDC</i>	50*50	3.68	25.50	C.V
<i>1^{er}, 2^{ème} étage</i>	45*45	2.66	20.48	C.V
<i>3^{ème}, 4^{ème} étage</i>	40*40	2.66	23.04	C.V
<i>5^{ème}, 6^{ème} étage</i>	35*35	2.66	26.33	C.V
<i>7^{ème} étage</i>	30*30	2.66	30.72	C.V

La condition est vérifiée dans tous les niveaux, donc on ne tient pas compte dans nos calculs du risque de flambement.

Les sollicitations sont obtenues pour le cas le plus défavorable par le logiciel **ETABS**.

Et pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé un logiciel de calcul **SOCOTEC**, qui calcul selon les règles du **BAEL99** (section rectangulaire).

Les résultats des sections sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Les sollicitations	N corres	M_2 corres	M_3 corres	La comb	A_{cal} d'une seule nappe	As adoptée pour toute la section
<i>S/sol</i> <i>RDC</i> <i>(50*50)</i>	N_{max}	-926.84	1.559	-0.801	0.8G+EX	11.80	$A_Y = 4T20$
	N_{min}	-1874.22	-17.063	-0.335	ELU	0	0
	M_2_{max}	-1466.61	-44.078	5.896	ELU	0	0
	M_3_{max}	-1060.13	-1.161	-27.605	ELU	0	0
<i>1^{er}</i> <i>2^{ème}</i> <i>(45*45)</i>	N_{max}	-610.79	2.135	-0.904	0.8G+EX	7.76	$A_Y = 2T20+2T16$
	N_{min}	-1552.12	9.793	-5.77	ELU	0	0
	M_2_{max}	-857.79	35.16	2.573	ELU	0	0
	M_3_{max}	-884.49	1.116	41.286	ELU	0	0
<i>3^{ème}</i> <i>4^{ème}</i> <i>(40*40)</i>	N_{max}	-100.64	0.473	-0.578	0.8G+EX	3.05	$A_Y = 4T12$
	N_{min}	-1083.78	4.2	-6.226	ELU	0	0
	M_2_{max}	-559.22	38.898	3.568	ELU	0	0
	M_3_{max}	-411.92	1.124	35.191	ELU	0	0
<i>5^{ème}</i> <i>6^{ème}</i> <i>(35*35)</i>	N_{max}	-33.67	-0.336	1.869	0.8G+EX	0.59	$A_Y = 4T12$
	N_{min}	-632.98	3.671	-6.279	ELU	0	0
	M_2_{max}	-276.33	36.692	3.75	ELU	0	0
	M_3_{max}	-172.35	0.862	29.313	ELU	0	0
<i>7^{ème}</i> <i>(30*30)</i>	N_{max}	-5.58	-0.19	-7.064	0.8G+EX	0.42	$A_Y = 4T12$
	N_{min}	-280.09	7.796	0.864	ELU	0	0
	M_2_{max}	-138.43	26.335	2.538	ELU	0	0
	M_3_{max}	-67.54	0.538	21.366	ELU	0	0

On adopte le ferrailage suivant

les niveaux	La section	A_s (cm ²)	Le choix des barres
S/sol, RDC	50*50	37.70	12T20
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45*45	28.65	4T20+8T16
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40*40	20.36	4T16+8T14
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	35*35	12.32	8T14
7 ^{ème}	30*30	12.32	8T14

Les niveaux	Section (cm ²)	BAEL 91			RPA 2003		
		A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²)	A_{cnf} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{max} (cm ²) zone courante	A_{max} (cm ²) Zone de recouvrement
S/sol, RDC	50*50	5	125	2.72	20	75	150
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45*45	4.05	101.25	2.20	16.20	60.75	121.5
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40*40	3.2	80	1.74	12.80	48	96
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	35*35	2.85	61.25	1.33	9.80	36.75	73.5
7 ^{ème}	30*30	1.80	45	0.98	7.20	27	54

$$A_{min} \leq A_{adopte} \leq A_{max}$$

$$A_{adopte} = \max (A_{Cal}, A_{CNF}, A_{min(RPA)})$$

les niveaux	La section	A_s (cm ²)	A_{minRPA} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)	Le choix des barres
S/sol, RDC	50*50	37.70	20	37.70	12T20
1 ^{er} , 2 ^{ème}	45*45	28.65	16.20	28.65	4T20+8T16
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	40*40	20.36	12.80	20.36	4T16+8T14
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	35*35	12.32	9.80	12.32	8T14
7 ^{ème}	30*30	12.32	7.20	12.32	8T14

✓ **Longueur de recouvrement RPA99/V2003 art (7.4.2.1)**

Selon la zone sismique **IIa**, la longueur minimale de recouvrement est donnée par

$$l_r = 40\Phi \text{ en zone IIa}$$

Dans notre cas la longueur minimale de recouvrements est de $40 * 2 = 80$ cm.

✓ **La distance entre les barres verticales dans une face du poteau (RPA99/V2003 Art 7.4.2.1)** Elle ne doit pas dépasser 25 cm

Pour les poteaux de : 50*50: $S_t = 11.25$ cm

$$45*45: S_t = 10.125 \text{ cm}$$

$$40*40: S_t = 9 \text{ cm}$$

$$35*35: S_t = 10.5 \text{ cm}$$

$$30*30: S_t = 9 \text{ cm}$$

✓ **Les jonctions par recouvrement**

Doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critiques).

$$h' = \max (h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm}) - \text{Zone nodale} -$$

Dans notre cas $h' = 60 \text{ cm}$ pour tous les niveaux

B) Ferrailage transversal✓ **Vérification du poteau a l'effort tranchant**

On prend l'effort tranchant max pour ce poteau.

$$V_{u \max} = 36.9 \text{ KN}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{avec : } \bar{\tau}_u = \min (0.13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad (\text{FPN})$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = 0.164 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

✓ **Espacement des armatures transversales [Art 7.4.2.2]**

$$t \leq \begin{cases} \min (10\Phi_1, 15 \text{ cm}) \dots\dots\dots \text{zone nodale.} \\ 15\Phi_1 \dots\dots\dots \text{zone courante.} \end{cases}$$

Où Φ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de : 8 cm en zone nodale.

12 cm en zone courante.

✓ **Zone courante**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{3.312}{0.50} = 6.624 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.12 * 2.5 * 36.9}{0.5 * 400} * 10 = 0.553 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ **4HA8**

✓ **Zone nodale**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{3.312}{0.50} = 6.624 > 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$A_t = \frac{0.08 * 2.5 * 36.9}{0.5 * 400} * 10 = 0.369 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ **4HA8**

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t.b} > 0.3\% (\text{RPA99/v2003}) \Rightarrow \frac{2.01}{12*50} * 100 = 0.335\% > 0.30\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135^0 ; ayant une longueur de $10\Phi = 8\text{cm}$.

✓ Les résultats du ferraillage transversal sont résumés dans le tableau suivant :

poteaux	V(KN)	Nodale		Courante		λ_g	ρ_a	$\tau_{bu} \leq 3,25$ MPa	Choix des barres	% cal	% min
		S_t (cm)	A_t (cm ²)	S_t (cm)	A_t (cm ²)						
50*50	36.9	8	0.369	12	0.553	6.624	2.5	0.164	4T8=2.01	0.335	0.30
45*45	40.76	8	0.453	12	0.679	5.32	2.5	0.224	4T8=2.01	0.372	0.30
40*40	48.02	8	0.600	12	0.900	5.985	2.5	0.406	4T8=2.01	0.333	0.30
35*35	48.55	8	0.694	12	1.404	6.84	2.5	0.391	4T8=2.01	0.440	0.30
30*30	31.52	8	0.525	12	0.788	7.98	2.5	0.462	4T8=2.01	0.390	0.30

C) Vérification

a) Vérification des contraintes

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables.

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

Partie	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	y (cm)	k (N/mm ³)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
1	33.10	37.70	476125.43	22.54	0.00695	1.567	15	C.V
2	18.562	28.65	300575.27	19.85	0.00617	1.225	15	C.V
3	21.626	20.36	175755.55	17.02	0.01230	2.093	15	C.V
4	21.027	12.32	88551.12	13.71	0.02374	3.255	15	C.V
5	15.669	12.32	58186.07	13.09	0.02693	3.525	15	C.V

➤ Sollicitations tangentielles [Art 7.4.3.2]

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison

sismique doit être vérifiée la condition suivante : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$

Avec : $\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

<i>poteaux</i>	<i>l_f (m)</i>	<i>λ_g</i>	<i>ρ_d</i>	<i>V(KN)</i>	<i>τ_{bu}(MPa)</i>	<i>τ̄_{bu}(MPa)</i>	<i>Observation</i>
50*50	3.312	6.624	0.075	36.9	0.335	1.875	C.V
45*45	2.142	5.32	0.075	40.76	0.372	1.875	C.V
40*40	2.142	5.985	0.075	48.02	0.333	1.875	C.V
35*35	2.142	6.84	0.075	48.55	0.440	1.875	C.V
30*30	2.142 2.80	7.98	0.075	31.52	0.390	1.875	C.V

b) Vérification au flambement

La vérification au flambement se fait avec l'effort normal max pour le poteau de section (50*50), elle est comme suite.

❖ Poteau (50*50)

$N_{max} = 1874.22 \text{ KN}$

$l_f = l_0 = 3.312 \text{ m}$

On a : $\lambda = l_f/i$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Pour les poteaux carrés nous avons $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$ a : dimension du poteau

$\lambda = 22.95$

On doit vérifier que $B_r \geq N_{max}/\Delta [(f_{c28}/0.9\gamma_b)+(f_e/100\gamma_s)]$

Avec : $\Delta = 0.85/[1+0.2*(\lambda/35)^2]$ cas ou $0 \leq \lambda \leq 50$

$\Rightarrow \Delta = 0.80$

$B_r \geq 953.37 \text{ cm}^2$

Nous avons : $B_r = (50-2)^2 = 2304 \text{ cm}^2 > 953.37 \text{ cm}^2$ CV

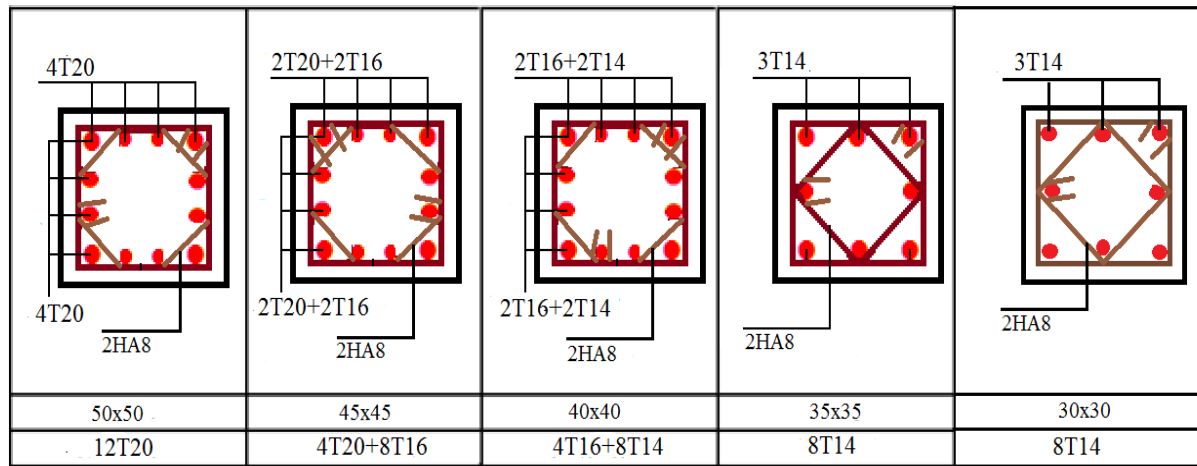


Figure V.1 : Schéma de ferrailage des poteaux

V.2) FERRAILLAGE DES POUTRES

V.2.1) Introduction

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS) qui résulte des combinaisons les plus défavorables, présentées par le **RPA99/V2003** et le **BAEL 91**

- ✓ $1,35G + 1,5Q$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0,8G \pm E$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le **RPA99/V2003** en **zone IIa**.

V.2.2) Recommandation du RPA99/V03 en zone IIa

a/ Armatures longitudinales (RPA 99V2003/ Art 7.5.2 .1)

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section.
- ✓ le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de
 - 40Φ en **zone IIa**.
- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux

b/Armatures transversales (Art 7.5.2.2)

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est données par

$$A_t = 0,003 * S_t * b$$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_{\min} \right) \quad \text{Dans la zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En dehors de la zone nodale}$$

- ✓ La valeur du diamètre Φ_{\min} des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.3) Recommandation du BAEL 91

a/ Armatures longitudinales

- ✓ Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité

suivante
$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- ✓ L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9d; 40 \text{ cm}; 15\Phi_{1 \min} \neq 0) \text{ L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t f_e}{0,4b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \cdot A_t \cdot f_e}{b \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3f_{tj})} \end{array} \right.$$

b/ Armatures transversales

- ✓ Volume relative d'armatures
$$\rho_{10} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$$

Avec : A_t Droits $\alpha = 90^\circ \implies \cos \alpha + \sin \alpha = 1$

- $\tau_0 = 0,3 f_{tj}^* k$

Avec : $k = \begin{cases} 0 & \text{si reprise sans indentation} \\ 0 & \text{si fissuration très nuisible} \\ 1 & \text{en flexion simple} \end{cases}$ Donc $k=1$ (flexion simple)

Et $f_{tj}^* = \min \{f_{tj}; 3,3 \text{ MPa}\} = 2,1 \text{ MPa}$

- $\tau_0 = 0,3 \cdot 2,1 \cdot 1 = 0,63 \text{ MPa}$

D'où le volume relatif d'armature vaut
$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj}^*}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

- **Section minimal d'armatures d'âme**

- ✓ Volume minimal d'armatures
$$\rho_{t \min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0,4 \text{ MPa} \right\}$$

- ✓ Diamètre des armatures d'âme $\Phi_t \leq \min \{h/35; b_0/10; \Phi_{1 \min}\}$

✓ Espacement $S_t = \frac{A_t}{\rho_t \cdot b_0}$

✓ Espacement maximal $S_{t \min} = \min \{0.9d ; 40 \text{ cm}\}$

❖ Exemple de calcul

Les poutres travaillent à la flexion simple sous le moment fléchissant. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul **ETABS**.

✓ Poutres porteuses (poutres principales)

A/ Calcul des armatures longitudinales

✓ Ferrailage sous la combinaison ELU

➤ En travée

$$M_{u \max} = 65.427 \text{ KN.m}, \quad M_{ser \max} = 48.66 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = 0.118 \quad \Rightarrow \text{La section est}$$

simplement armée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.34$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.34) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.278$$

$$\mu_{bu} = 0.118 < \mu_{lu} = 0.278 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.118 < 0.275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 360 [1 - 0.6(0.118)] = 335 \text{ mm}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot F_{ed}} = (65.427 \cdot 10^4) / (335 \cdot 348) = 5.61 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appuis

$$M_{u \max} = 55.312 \text{ KN.m}, \quad M_{ser \max} = 36.39 \text{ KN.m}$$

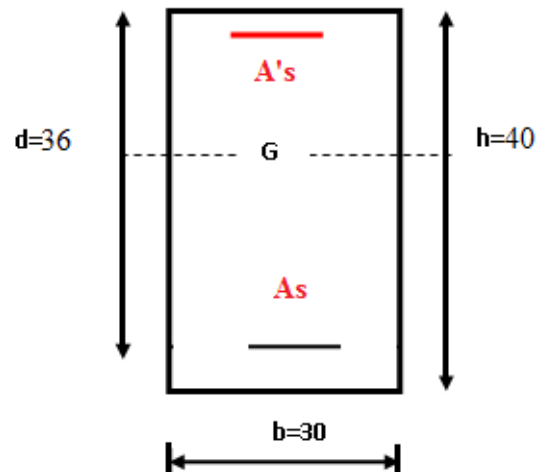
$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = 0.099 \quad \Rightarrow \text{La section est simplement armée} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.52$$

$$\mu_{lu} = [3440(1.52) + 49(25) - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.340$$

$$\mu_{bu} = 0.099 < \mu_{lu} = 0.340 \quad \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.099 < 0.275 \quad \Rightarrow \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 360 [1 - 0.6(0.099)] = 339 \text{ mm}$$



$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot F_{ed}} = (55.312 \cdot 10^4) / (339 \cdot 348) = 4.70 \text{ cm}^2$$

✓ **Ferrailage sous les combinaisons sismiques (0.8G±E et G+Q±E)**

➤ **En travée**

$$M_{t \max} = 89.106 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = 0.161 \quad \Leftrightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_{bu} = 0.161 < \mu_{lu} = 0.391 \quad \Leftrightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.161 < 0.275 \quad \Leftrightarrow \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 360 [1 - 0.6 (0.161)] = 325 \text{ mm}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot F_{ed}} = (89.106 \cdot 10^4) / (325 \cdot 348) = 7.88 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis**

$$M_{a \max} = 53.216 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = 0.096 \quad \Leftrightarrow \text{La section est simplement armée}$$

$$\mu_{bu} = 0.096 < \mu_{lu} = 0.391 \quad \Leftrightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} = 0.096 < 0.275 \quad \Leftrightarrow \text{On utilise la méthode simplifié}$$

$$Z_b = d [1 - 0.6\mu_{bu}] = 360 [1 - 0.6 (0.096)] = 339 \text{ mm}$$

$$A_l = \frac{M_u}{Z_b \cdot F_{ed}} = (53.216 \cdot 10^4) / (339 \cdot 348) = 4.51 \text{ cm}^2$$

On fera les mêmes étapes des calculs pour les poutres transversales.

V.2.4) Ferrailage des poutres les plus sollicitées

a) **Armatures longitudinales** : les résultats sont présentés dans les tableaux ci- après

✓ Poutres principales (30*40)

Tableau V.2 : Ferrailage longitudinales des poutres principales

Niveau	Localisation	M_{max} (KN.m)	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{minRPA} (cm ²)	Choix des barres	$A_{adopté}$ (cm ²)	Combinaison
1	Sur appuis	-53.216	4.51	7.71	6	4T14+2T12	8.42	G+Q-Ey
		37.862	3.20					0,8G+Ey
	En travée	-65.427	5.62	9.80		6T16	12.06	ELU
		48.66	4.17					ELU
2	Sur appuis	-44.892	3.78	6.51	6	4T14+2T12	8.42	G+Q-Ey
		32.458	2.73					0,8G+Ey
	En travée	-54.015	4.89	8.61		6T16	12.06	ELU
		36.765	3.72					ELU
3	Sur appuis	-63.922	5.48	10.04	6	6T14+4T12	13.76	G+Q-Ey
		53.760	4.55					0,8G+Ey
	En travée	-60.364	5.10	8.32		6T16	12.06	ELU
		37.655	3.22					ELU
4	Sur appuis	-73.475	6.37	12.13	6	6T14+4T12	13.76	G+Q-Ey
		66.921	5.76					0,8G+Ey
	En travée	-62.199	5.32	8.60		6T16	12.06	ELU
		38.323	3.28					ELU
5	Sur appuis	-83.309	7.31	13.79	6	6T16+4T12	16.58	G+Q-Ey
		74.570	6.48					0,8G+Ey
	En travée	-66.02	5.68	9.06		6T16	12.06	ELU
		39.317	3.38					ELU
6	Sur appuis	-86.912	7.66	14.43	6	6T16+4T12	16.58	G+Q-Ey
		77.622	6.77					0,8G+Ey
	En travée	-66.554	5.74	9.21		6T16	12.06	ELU
		40.373	3.47					ELU
7	Sur appuis	-89.106	7.87	13.04	6	6T16+4T12	16.58	G+Q-Ey
		75.859	5.17					0,8G+Ey
	En travée	-68.21	5.89	9.51		6T16	12.06	ELU
		41.991	3.62					ELU
8	Sur appuis	-86.012	7.57	14.47	6	6T16+4T12	16.58	G+Q-Ey
		70.501	6.60					0,8G+Ey
	En travée	-67.074	5.77	9.46		6T16	12.06	ELU
		42.908	3.69					ELU
9	Sur appuis	-80.873	7.08	11.93	6	6T14+4T12	13.76	G+Q-Ey
		57.042	4.85					0,8G+Ey
	En travée	-57.616	4.91	9.19		6T16	12.06	ELU
		50.184	4.28					ELU

✓ Poutres secondaire (25*35)

Tableau V.3 : Ferrailage longitudinales des poutres secondaire

Niveau	Localisation	M_{max} (KN.m)	A_s (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{minRPA} (cm ²)	Choix des barres	$A_{adopté}$ (cm ²)	Combinaison
1	Sur appuis	-10.513	0.97	1.73	4.375	6T12	6.79	G+Q-Ex
		8.202	0.76					G+Q+Ex
	En travée	-15.39	1.45	2.49		6T12	6.79	ELU
		11.095	1.04					ELU
2	Sur appuis	-39.338	3.84	6.85	4.375	4T16+2T12	8.42	G+Q-Ey
		31.276	3.01					G+Q+Ex
	En travée	-19.229	1.39	2.27		6T12	6.79	ELU
		11.806	0.88					ELU
3	Sur appuis	-55.375	5.58	9.56	4.375	6T16	12.06	G+Q-Ex
		40.622	3.98					G+Q+Ex
	En travée	-28.202	1.77	2.71		6T12	6.79	ELU
		20.830	0.94					ELU
4	Sur appuis	-63.219	6.46	10.96	4.375	6T16	12.06	G+Q-Ex
		45.571	4.51					G+Q+Ex
	En travée	-33.616	3.23	5.56		6T12	6.79	ELU
		24.328	2.33					ELU
5	Sur appuis	-67.784	6.99	11.84	4.375	6T16	12.06	G+Q-Ex
		48.731	4.85					G+Q+Ex
	En travée	-34.967	3.39	5.91		6T12	6.79	ELU
		25.971	2.52					ELU
6	Sur appuis	-67.138	6.57	11.23	4.375	6T16	12.06	G+Q-Ex
		46.971	4.66					G+Q+Ex
	En travée	-46.144	4.48	7.01		6T14	9.24	ELU
		25.575	2.53					ELU
7	Sur appuis	-64.813	6.64	10.97	4.375	6T16	12.06	G+Q-Ex
		43.905	4.33					G+Q+Ex
	En travée	-51.577	5.16	7.99		6T14	9.24	ELU
		28.328	2.83					ELU
8	Sur appuis	-57.624	5.83	9.47	4.375	6T16	12.06	G+Q-Ex
		37.366	3.64					G+Q+Ex
	En travée	-64.987	7.85	10.79		6T16	12.06	ELU
		29.02	2.94					ELU
9	Sur appuis	-56.737	5.73	9.25	4.375	6T16	12.06	G+Q-Ex
		36.149	3.52					G+Q+Ex
	En travée	-52.175	5.22	7.67		6T14	9.24	ELU
		24.463	2.45					ELU

➤ **Conclusion**

On adopte le même ferraillage sur tous les niveaux le choix des barres est le suivant

Poutres	Localisation	A_s adopté (cm ²)	Choix des barres
Poutres principales	Sur appuis	16.58	2*(3T16+2T12)
	En travée	12.06	2*(3T16)
Poutres secondaires	Sur appuis	12.06	2*(3T16)
	En travée	12.06	2*(3T16)

Vérifications

• **Pourcentage exigent par PRA99/V2003**

➤ **Pour les poutres principales (30*40)**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 * 40 * 30 = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 * 40 * 30 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 * 40 * 30 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

➤ **Pour les poutres secondaires (25*35)**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 * 35 * 25 = 4.375 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 * 35 * 25 = 35 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 * 35 * 25 = 52.5 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

b) Armatures transversales

Le ferraillage transversal se fait avec L'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, Ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

➤ **Selon le BAEL 91 Art A5.1.22**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 0.4.b.S_t/f_e$

b : largeur de la poutre.

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

$$S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm})$$

On adopter l'espacement suivant: $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc:

$$A_t \geq 0.4 * 0.3 * 0.2/400 \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

➤ **Diamètre des barres**

$$\Phi_t \leq \min \{h/35 ; b_0/10 ; \Phi_{1 \text{ min}}\} = \min \{40/35 ; 30/10 ; 1\} = 1 \text{ cm} \quad \text{Soit : } \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

• Selon le RPA99/V2003

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 * S_t * b$

L'espacement maximal :

- En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4, 12\phi_l, 30\text{cm})$
 $S_t \leq \min (40/4, 12\phi_l, 30 \text{ cm})$ on prend: $S_t = 10 \text{ cm}$
- En zone courante : $S_t \leq h/2$ on prend: $S_t = 15 \text{ cm}$

Donc: $A_t \geq 0.003 * S_t * b = 1.35 \text{ cm}^2 \geq 0.6 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t \geq 1.35 \text{ cm}^2$

➤ Conclusion

$S_t \text{ adopté} = \min (S_t \text{ BAEL}, S_t \text{ RPA})$

Donc : on adopte les espacements suivants :

- ✓ En zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$
- ✓ En zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$

Le choix des barres est le suivant **4Ø8** $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

(On aura deux cadres de diamètre Ø8).

❖ Vérification

1) Condition de non fragilité : Les sections d'armatures adoptées doivent satisfaire la

condition suivante $A_t \geq 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$

(P-P) $A_t = 1.30 \text{ cm}^2$C.V

(P-S) $A_t = 0.95 \text{ cm}^2$C.V

2) Vérification du cisaillement du béton

➤ La contrainte tangente conventionnelle $\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}$

➤ La contrainte tangente admissible

en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) on aura

$\bar{\tau} = \min (0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 4.348 \text{ MPa}$situation accidentelle

$\bar{\tau} = \min (0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$situation durable

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ (MPa)	Observation τ _u ≤ τ̄
Poutres principale	30*40	116.04	0.95	4.348	C.V
Poutre secondaire	25*35	119.28	1.516	4.348	C.V

1) Contrainte de compression dans le béton

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres.

Donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables en travée et en appuis.

$$\sigma_{bc} = \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d)^2]$$

$$y = 15 \frac{(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Les poutres	Zone de vérification	A_s (cm^2)	M_{ser} ($KN.m$)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
PP (30*40)	Sur appuis	16.58	-33.188	4.01	15	C.V
	En travée	12.06	-52.599	7.53	15	C.V
PS (25*35)	Sur appuis	12.06	-50.209	4.93	15	C.V
	En travée	12.06	-42.475	4.17	15	C.V

3) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peut nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

4) Influence de l'effort tranchant

a) Influence sur les armatures inférieures $A_s \geq \frac{V_u + \frac{M_u}{0.9d}}{f_e/\gamma_s}$

b) Vérification de la compression du béton $V_u \leq 0.4 * \frac{f_{cj}}{\gamma_b} * a * b_0$

Avec : $a = \min \{ \hat{a} ; 0.9d \}$, $\hat{a} = b$ (largeur de l'appui)

c) Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{su}^- = \psi_s * f_{c28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Les résultats de ces vérifications sont donnés dans le tableau suivant

Poutres	V_u (KN)	M_u (KN.m)	Vérification N°1 (cm^2)		Vérification N°2 (MN)		Vérification N°3 (MPa)	
				C.V		C.V		C.V
P.P (30*40)	102.22	-69.468	$16.58 \geq 9.49$	C.V	$102.22 \times 10^{-3} \leq 0.72$	C.V	$1.58 \leq 3.15$	C.V
P.S (25*35)	119.28	-29.168	$12.06 \geq 7.18$	C.V	$119.28 \times 10^{-3} \leq 0,52$	C.V	$2.44 \leq 3.15$	C.V

5) Etat limite de déformation

- Nécessité de calcul de la flèche

- Condition N°1 $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$
- Condition N°2 $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \cdot M_0}$
- Condition N°3 $\frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e}$

Les résultats de cette vérification sont donnés dans le tableau suivant

Poutre	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3	Observation
P.P (30*40)	$0.083 > 0.0625$	$0.083 > 0.072$	$0.0076 < 0.0105$	C.V
P.S (25*35)	$0.087 > 0.0625$	$0.087 > 0.081$	$0.0043 < 0.0105$	C.V

- Il est indispensable de vérifier la flèche par rapport à la flèche admissible

$$f = \frac{5pl^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f = \frac{5 \cdot 74.35 \cdot 10^{-3} \cdot 3.50^4}{384 \cdot 32164 \cdot 160000 \cdot 10^{-8}} \leq \bar{f} = \frac{3.50}{500}$$

$$f = 0.0028 \text{ m} < \bar{f} = 0.0096 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

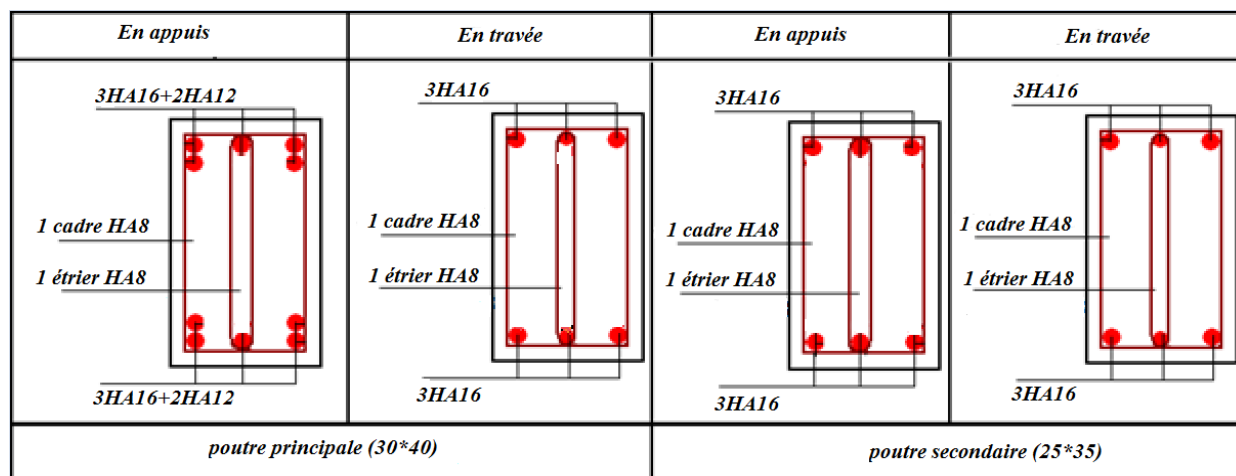


Figure V.2 : Schéma de ferraillage des poutres

V.3) FERRAILLAGE DES VOILES

V.3.1) Introduction

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme.

Donc, le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

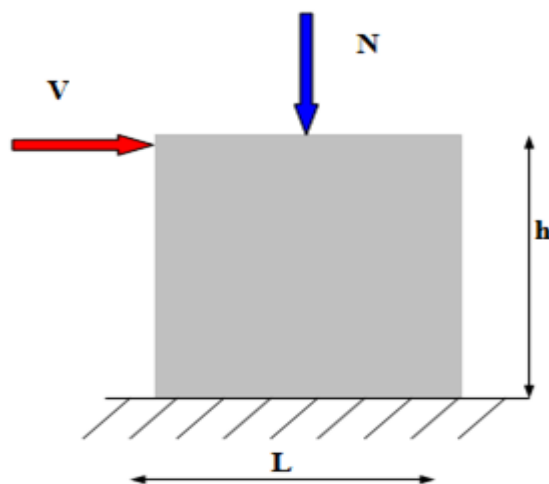


Figure V.3 : Sollicitations des voiles

➤ Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structures contreventées par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.3.2) Rôle de contreventement

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.3.3) Les avantages des voiles

- Leur présence limite les déformations latérales.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant.
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques
- Elle permet de ne pas être pénalisées dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.

V.3.4) Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA99/V2003**) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

$$G+Q\pm E$$

$$0.8G\pm E$$

V.3.5) Procédure de ferrailage des voiles

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifiée selon **RPA .V2003** sous les sollicitations suivantes

- **S1** : M_{\max} ; $N_{\text{correspondant}}$
- **S2** : N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$
- **S3** : N_{\min} ; $M_{\text{correspondant}}$

V.3.6) Prescriptions imposées le RPA99/V2003**➤ Aciers verticaux**

- Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(L/10)$ de largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :
 - ✓ En zone courante 0.1 %.
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0.15 %.

- L'espace minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - ✓ $S \leq 1.5 a$.
 - ✓ $S \leq 30 \text{ cm}$.

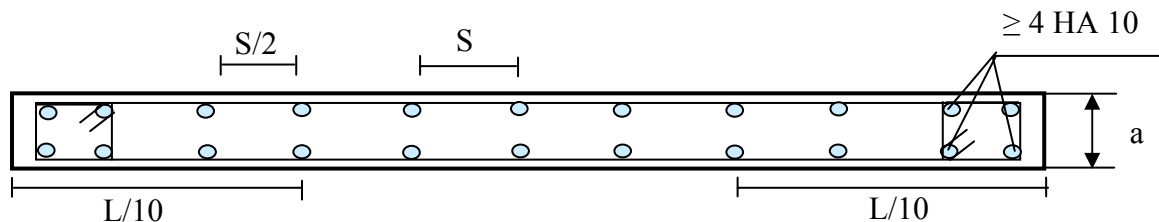


Figure V.4 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

- **Aciers horizontaux** : Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

- **Aciers transversaux** : Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

a) L'espace des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S_t \leq 1.5e$$

$$S_t \leq 30 \text{ cm} \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

e : épaisseur du voile

- b)** Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- c)** Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $(1/10)$ de l'épaisseur du voile.
- d)** Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.

- ✓ **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

❖ Méthode de calcul

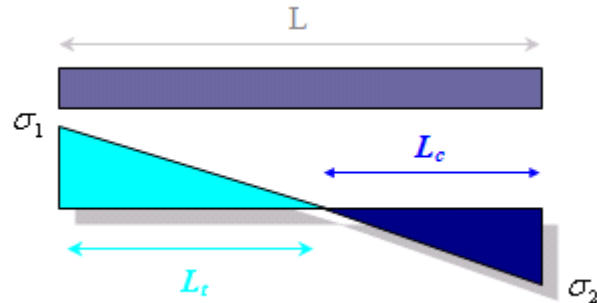
Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes

Pour le calcul du ferrailage on a partagé l'ouvrage en trois zones.

- **Zone I** : S/sol et RDC.
- **Zone II** : 1^{er} et 2^{ème} étages.
- **Zone III** : 3^{ème} et 4^{ème} étages.
- **Zone IV** : 5^{ème} et 6^{ème} étages.
- **Zone V** : 7^{ème} étage.

a) Détermination des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} \end{cases}$$



b) Calcul de L_t

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$$

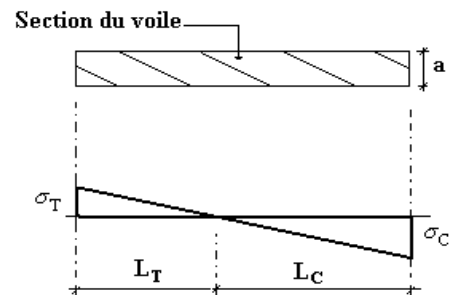
c) Calcul de Force

$$F = \frac{\sigma_1 * L_t}{2} * b$$

d) Calcul des armatures verticale

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj} \quad ; \quad A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad \text{avec } V : \text{l'effort}$$

tranchant



e) Armatures minimales de RPA 99

D'après le RPA99/V2003 (Art 7.7.4.1)

$$A_{RPA} = 0.20\% * b * L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue.

f) Le pourcentage minimal

1) Dans la section du voile courante

$$A_{min} = 0.15\% * b * l$$

2) Dans la zone courante

$$A_{min} = 0.10\% * b * l_{courantes}$$

❖ **Ferraillage horizontal à l'effort tranchant**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99/V2003).

$$\text{La contrainte de cisaillement est : } \tau_u = 1.4 \frac{V_{cal}}{b_0 \cdot d}$$

Avec : V : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0.2 \cdot f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

▪ Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 \cdot f_e} \quad \text{avec : } S_t \leq \min(1,5a; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$k = 0$ en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.

$k = 1$ en flexion simple, sans reprise de bétonnage.

$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N , effort de compression.

$k = 1 - 10\sigma_{tm}/f_{c28}$ en flexion composée avec N , effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ; étant les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a de reprise de bétonnage ; donc on prend :

$$k = 1 + 3\sigma_{cm}/f_{c28} \quad (N : \text{effort de compression})$$

▪ Armatures horizontales

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA99/v2003, les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

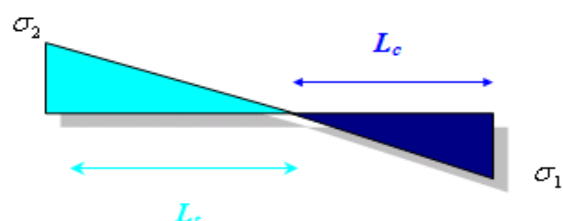
La détermination des armatures horizontales est comme suit

$$A_h = 0.15\% b \cdot h$$

V.3.7) Ferrailage

- Exemple d'application

- ❖ **Ferrailage des voiles** : On procéde par la méthode des tronçons, (la



méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur L_t .

- Exposé de la méthode

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.v}{I}$$

Avec : N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

v : bras de levier $v = \frac{L_{voile}}{2}$

I : l'inertie de voile

L_t : Longueur tendue $L_t = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$

$$F = \frac{\sigma_1 * L_t}{2} * b \quad A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj}$$

➤ Armatures minimales selon le BAEL

* Section partiellement comprimée $A_{min} \geq \max \{0.23B ; f_{t28}/f_c ; 0.005B\}$

❖ Vérification

- Vérification à l'ELS

Pour cet état, on considère $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec: N: effort normal appliqué (N_{ser}).

B: section de béton, A: section d'armature adoptée.

- Vérification de la contrainte de cisaillement

• D'après le RPA99/V2003

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

ou : $\tau_b = \frac{V}{b_0.d}$ avec : $V = 1.4V_{u \text{ calcul}}$

b_0 : épaisseur de voile

d: hauteur utile = 0.9h

h: hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL 91**

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \quad \text{Avec } \tau : \text{contrainte de cisaillement.}$$

$$\text{On a aussi : } \tau_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

- **Exemple du calcul**

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles de ($L = 4.50 \text{ m}$)

- **Détermination des sollicitations**

$$N_{\max} = -3802.68 \text{ KN} \quad M_{\text{corre}} = -2.795 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = -1715.43 \text{ KN} \quad M_{\text{corre}} = 101.84 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corre}} = -3760.19 \text{ KN} \quad M_{\max} = 394.301 \text{ KN.m}$$

$$A = 4.00 * 0.2 = 0.80 \text{ m}^2 \quad I = 1.0667 \text{ m}^4 \quad v = 2.00 \text{ m}$$

a) Armatures verticales

Sous N_{\max}

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M*v}{I} = \frac{-3802.68}{0.80} + \frac{-2.795*2.00}{1.0667} = -4758.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M*v}{I} = \frac{-3802.68}{0.80} - \frac{-2.795*2.00}{1.0667} = -4748.11 \text{ KN/m}^2$$

Sous N_{\min}

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M*v}{I} = \frac{-1715.43}{0.80} + \frac{101.84*2.00}{1.0667} = -1953.34 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M*v}{I} = \frac{-1715.43}{0.80} - \frac{101.84*2.00}{1.0667} = -2335.23 \text{ KN/m}^2$$

Sous M_{\max}

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M*v}{I} = \frac{-3760.19}{0.80} + \frac{394.301*2.00}{1.0667} = -3960.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M*v}{I} = \frac{-3760.19}{0.80} - \frac{394.301*2.00}{1.0667} = -5439.53 \text{ KN/m}^2$$

Nous constatons que le cas le plus défavorable est donné par le N_{\max} donc la section est entièrement tendue.

1) Calcul de L_t

$$L_t = L = 4.00 \text{ m}$$

$$F = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} * L * b = \frac{4982.34 + 4971.86}{2} * 4.00 * 0.2 = 3802.68 \text{ KN}$$

- **Armature verticale**

$$A_v = \frac{F}{f_e} + A_{vj} = 91.07 + 2.46 = \mathbf{93.53 \text{ cm}^2}$$

Soit donc : **(12HA16+15HA14)**

$$A_{ado} = \mathbf{47.22 \text{ cm}^2/\text{Face}}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} (S_t/2) = \mathbf{10\text{cm}} \\ S_t = \mathbf{20\text{cm}} \end{cases}$$

- **Armature minimale**

- Vérifications vis à vis du **RPA99/V2003 (art 7.7.4.1)**

$$A_{\min \text{ RPA}} = \max (0.2\% b \cdot L_t)$$

- Vérifications vis à vis du **BAEL91**

$$A_{\min \text{ BAEL}} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$\begin{cases} 0.2\% b \cdot L_t = (0.2\% * 20 * 400 = 16 \text{ cm}^2 \\ \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} = 45.15 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{\min} = \max (16, 45.15) = 45.15 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \mathbf{45.15 \text{ cm}^2}$$

- ❖ **L'espacement minimal d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99/V2003**

$$\text{Zone d'about : } (400/10) = 40 \text{ cm} \approx 50 \text{ cm} \quad \text{Avec : } S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } 350 \text{ cm} \quad \text{Avec : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Nous adoptons alors le même type de ferrailage sur toute la surface du voile.

- **Armature horizontale**

$$\text{D'après le BAEL91: } A_H = A_v/4 = 92.12/4 = 23.03 \text{ cm}^2$$

D'après le **RPA99/V2003**

$$A_{\min} = 0,15 \% b \cdot h = 0.15 \% * 20 * 400 = 12.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 12.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit donc : } A_H = \max [\text{RPA99/V2003 ; BAEL91}] = 23.03 \text{ cm}^2$$

$$A_H = \mathbf{32HA10} = \mathbf{25.12 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Avec un espacement : } S_h = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

- **Armature transversale**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre

(4) épingles au mètre carré, soit : **4HA8**

❖ **Vérification de contrainte de cisaillement**➤ **Selon le RPA99/V2003**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99/V2003 [art 7.7.2]**

$$\text{à : } \tau_{\text{adm}} = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a $V_{\text{max}} = 731.75 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} = 1.4 \frac{720.37}{4.0 \cdot 0.9 \cdot 0.2} = 1.40 \text{ MPa}$$

$$\tau < \bar{\tau}_{\text{adm}} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Selon le BAEL**

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = \frac{720.37 \cdot 10^{-3}}{4.0 \cdot 0.9 \cdot 0.2} = 0.99 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 3.26 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Vérification à L'ELS**

$$\sigma_b = \frac{N_{\text{ser}}}{B+15A} \leq 0.6f_{c28} = \frac{1384.53 \cdot 10^3}{(0.80 \cdot 10^6) + (15 \cdot 92.12 \cdot 10^2)} = 1.50 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Résultats trouvés

Les résultats de calcul pour les voiles les plus sollicités sont regroupés dans les tableaux ci-après

- **Zone I** : S/sol et RDC.
- **Zone II** : 1^{er} et 2^{ème} étages.
- **Zone III** : 3^{ème} et 4^{ème} étages.
- **Zone IV** : 5^{ème} et 6^{ème} étages.
- **Zone V** : 7^{ème} étage .

On a calculé les voiles de même dimension entre ($V_{X1}, V_{X2}, V_{X3}, V_{X4}, V_{X5}, V_{X6}, V_{X7}, V_{Y1}, V_{Y2}, V_{Y3}, V_{Y4}, V_{Y5}, V_{Y6}$)

On choisit : (V_{Y1}, V_{Y2}, V_{Y5} et V_{Y6})

➤ Vérification

Vérification de contrainte de cisaillement pour les voiles les plus sollicités: 3.30m (V_{y1} et V_{y7})

Les zones	V_u (KN)	RPA. v 2003		BAEL		N_{ser} (KN)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obser
		τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)				
Zone I	720.37	1.40	5	0.99	3.26	1384.53	1.50	15	C.V
Zone II	683.16	1.33	5	0.94	3.26	1261.58	1.34	15	C.V
Zone III	598.77	0.83	5	0.82	3.26	1010.91	1.07	15	C.V
Zone IV	429.89	0.60	5	0.59	3.26	687.92	0.72	15	C.V
Zone V	201.69	0.29	5	0.28	3.26	269.79	0.29	15	C.V

Les voiles de dimension $l = 2.05$ m (V_{x1} , V_{x2} , V_{x4} et V_{x6})

Les zones	V_u (KN)	RPA. V 2003		BAEL		N_{ser} (KN)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	Obser
		τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)				
Zone I	386.39	1.46	5	1.05	3.26	1160.92	1.18	15	C.V
Zone II	362.97	1.36	5	0.97	3.26	1083.35	1.11	15	C.V
Zone III	314.89	1.16	5	0.83	3.26	899.73	0.95	15	C.V
Zone IV	256.87	0.94	5	0.67	3.26	674.11	0.72	15	C.V
Zone V	257.97	0.93	5	0.66	3.26	409.70	0.44	15	C.V

❖ Ferraillage des voiles

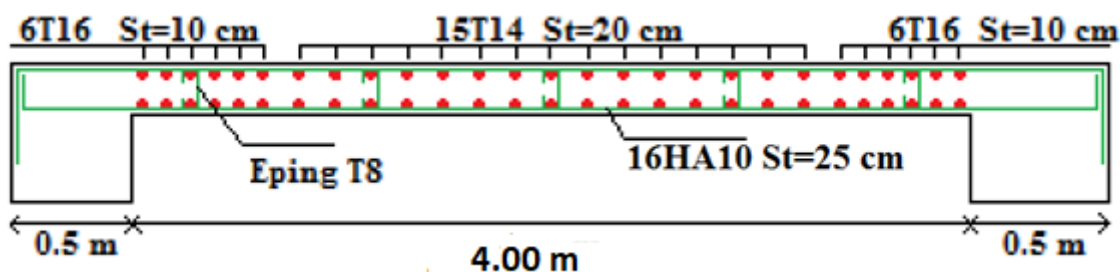


Figure V.5 : Schéma de ferraillage du voile V_{y1} et V_{y6} (Zone I)

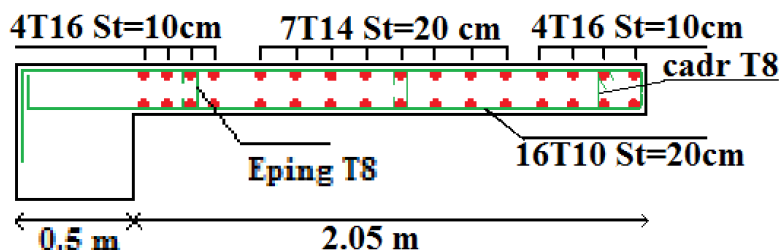


Figure V.6 : Schéma de ferraillage du voile V_{x1} , V_{x2} , V_{x5} et V_{x6} (Zone I)

CHAPITRE VI
Étude d'infrastructure

VI) FONDATIONS

VI.1) Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol au quel elles transmettent les charges de la superstructure (Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation et les surcharges climatique.) ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puis que de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol 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 par exemple).

VI.2) Stabilité des fondations

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

- des sollicitations dues à la superstructure.
- des sollicitations dues au sol.

Les massifs de fondations doivent être stable ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites, mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage ; l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type ; le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

VI.3) Différents types de fondations

Il existe quatre catégories de fondations

- Les fondations superficielles.
- Les fondations profondes.
- Les fondations spéciales.
- Les fondations surfaciques ou radier.

Il existe quatre types de radiers

- ✓ Le radier dalle plate (le plus courant).
- ✓ Le radier nervuré.
- ✓ Le radier champignon sous poteaux.

- ✓ Le radier voûte.

VI.4) Facteurs de choix du type de fondation

Le choix du type de fondation qui dépend du :

- La nature de l'ouvrage à fonder : Pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel,...
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondages.
- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer,...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau,...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences,...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

❖ Caractéristiques du sol

- La nature de sol : c'est un meuble
- Profondeur d'ancrage est de 4.47 m
- La contrainte admissible de sol : ($\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2 = 200 \text{ KN/m}^2$).

VI.5) Choix du type de fondation

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement.
- Le mode constructif.
- Stabilité totale de l'ouvrage.

En ce qui concerne notre ouvrage, On au choix entre :

- Semelles continues (semelles filantes sous murs).
- Radier général.

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

- La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : ($S_s / S_b < 50 \%$).

- La surface de la semelle est donnée par $S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$

Avec : $N = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$ ($\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2 = 200 \text{ KN/m}^2$).

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne ou file.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$ tel que : $N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux et voiles ; $S = B*L$

B : largeur de la semelle.

L : longueur de file considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L * \sigma_{sol}}$$

VI.6) Calcul des surfaces revenant aux semelles

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Les surfaces revenant aux semelles

<i>File</i>	<i>N (KN)</i>	<i>L (m)</i>	$\bar{\sigma}_{sol} (KN/m^2)$	<i>S (m²)</i>	<i>B (m)</i>
I	11521.33	24.70	200	57.61	2.33
2	10577.69	24.70	200	52.89	2.14
3	15406.86	24.70	200	77.03	3.12
4	11860.21	24.70	200	59.30	2.40
5	12028.75	24.70	200	60.14	2.43
A	11349.30	15.50	200	56.75	3.66
B	6590.12	15.50	200	32.95	2.13
C	7257.91	15.50	200	36.29	2.34
D	7153.08	15.50	200	35.77	2.30
E	6908.14	15.50	200	34.54	2.23
F	7166.76	15.50	200	35.83	2.31
G	6626.95	15.50	200	33.13	2.14
H	11433.06	15.50	200	57.17	3.69

On a : $S_s = 371.06 \text{ m}^2$

$S_b = 382.85 \text{ m}^2$ Donc : $S_s / S_b = 0.96 > 0.5$

Conclusion

La surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ; cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels
- La facilité d'exécution

VI.7) Etude du radier général

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

- **Pré dimensionnement du radier général**

a) L'épaisseur du radier

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

a.1) Condition forfaitaire

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 4.6$ m: plus grande distance entre deux points d'appuis.

D'où : $57.5 \text{ cm} \leq h_r \leq 92 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$

a.2) condition de rigidité

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface.

Pour un sol moyen ; $K = 40000 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie d'une bande d'un de radier.

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 K L_{\max}^4}{E \pi^4}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 * 40 * 4.6^4}{32164195 * \pi^4}} \geq 0.65 \text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

Finalement : d'après (1), (2) on adopte : $h_r = 90 \text{ cm}$

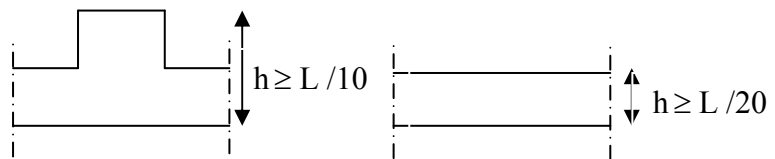
La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : **$h_r = 90 \text{ cm}$**

Vu que la hauteur est très importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

1) Condition de coffrage

➤ **Pour la nervure**

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm}$$



➤ Pour la dalle

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{460}{20} = 23 \text{ cm}$$

D'après les conditions précédentes, nous optons pour une dalle de **35 cm** et des nervures de **55 cm**.

b) Calcul de surface minimale du radier

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow S_{\text{nec}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

A la base du bâtiment :

$$N = 1,35G + 1,5 Q = 52648.44 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{adm}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{\text{radier}} \geq N / \bar{\sigma}_{\text{adm}} = \frac{52648.44}{200} = 263.24 \text{ cm}^2$$

c) Le calcul de D (débordement)

$$D \geq \max (h/2, 30 \text{ cm}) = \max (90/2; 30 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D = 50 \text{ cm}}$$

La surface totale de l'immeuble est de 382.05 m² est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord minimum.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S_r = S_b + D * (2 * (24.70 + 15.50)) = 382.85 + 0.5 * 80.4$$

$$S_r = 423.05 \text{ m}^2$$

VI.8) Vérification du radier**VI.8.1) Vérification de non poinçonnement**

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°.

La vérification se fait pour le voile le plus sollicité.

Selon le **C.B.A art A.5.2.4.3**, Nous devons vérifier que : $N_u \leq 0,045 * \mu_c * h_r * f_{c28} / \gamma_b$

Avec : N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du voile le plus sollicité.

μ_c : périmètre de contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

h_r : épaisseur totale du radier.

$$\mu_c = 2(L + b + 2h_{\text{radier}}) = 2(4.6 + 0,2 + 2 * 0.90) = 13.2 \text{ m}$$

$$N_u = 3802.68 \text{ KN}$$

$$0,045 \mu_c * h_r * f_{c28} / \gamma_b = 9180 \text{ KN} > 3802.68 \text{ KN}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par poinçonnement

VI.8.2) Condition de résistance au cisaillement

L'épaisseur du radier sera vérifiée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier, selon le Règlement **CBA93 (art. A.5.1)**.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq 0.07 f_{cj} / \gamma_b$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU.

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b : 1,5 \quad , \quad d : 0,9 h \quad , \quad b : 1 \text{ m}$$

$$\text{Avec :} \quad V_u = \frac{q_u * L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} * \frac{L_{\max}}{2}$$

$$L_{\max} : \text{ la plus grande portée de la dalle} = 4.6 \text{ m} \Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} * \frac{L_{\max}}{2} * \frac{1}{b * 0.9h} \leq \frac{0.07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{N_u L_{\max} \gamma_b}{0.9 * 2 S_{\text{rad}} * 0.07 f_{cj}} = 0.27 \text{ m}$$

Pour: $N_u = 52648.44 \text{ KN}$

$$S_{\text{rad}} = 423.05 \text{ m}^2 \quad , \quad L_{\max} = 4.6 \text{ m} \quad , \quad h \geq 27 \text{ cm} \quad , \quad \gamma_b = 1.5 \quad , \quad f_{cj} = 25000 \text{ KN/m}^2$$

$\tau_u = 0.117 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ MPa}$. (Condition de résistance au cisaillement est vérifiée).

➤ Détermination du centre de gravité du radier

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \end{cases} \quad \text{Donc :} \quad \begin{cases} X_G = 12.85 \text{ m} \\ Y_G = 8.25 \text{ m} \end{cases}$$

$$S_{\text{rad}} = 423.05 \text{ m}^2$$

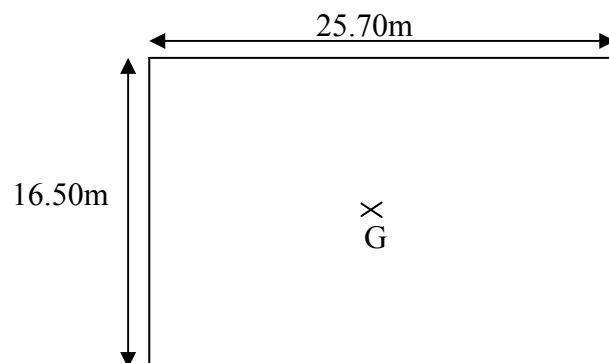


Figure VI.1 : Surface du radier

➤ **Calcul de l'inertie du radier**

L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est: $I = (I_i + S_i d_i^2)$

Avec :

I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i).

d_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$\begin{cases} I_x = 9620.63 \text{ m}^4 \\ I_y = 23340.06 \text{ m}^4 \end{cases}$$

➤ **Diagramme trapézoïdal des contraintes**

$$\sigma = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec : $\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I}$ et $\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I}$

N : effort normal dû aux charges verticales.

$$N = 52648.44 \text{ KN}$$

M : effort de renversement dû au séisme

$$M_x = 75561.6783 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 67633.5805 \text{ KN.m}$$

$$S_{\text{rad}} = 423.05 \text{ m}^2$$

• **Sens longitudinal :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = 225.38 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 25.88 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = 175.51 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

• **Sens transversale**

$$\begin{cases} \sigma_1 = 148.36 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 100.54 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = 136.41 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Donc : la condition est vérifiée.

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

D'après le **RPA99/V2003 (art 10.1.5)** le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

e : l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques.

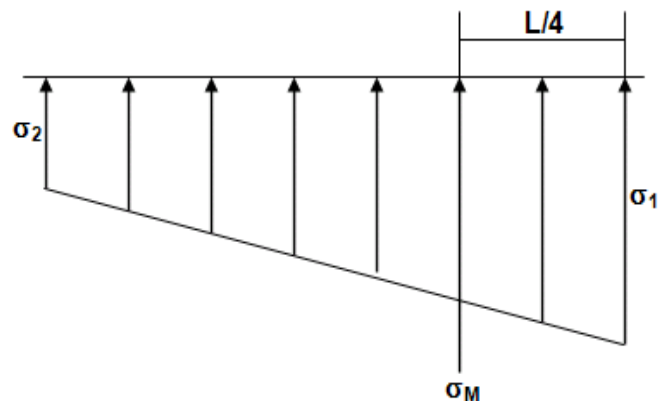


Figure VI.2 : Schéma des contraintes

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale permanente.

- **Sens longitudinal** $e_x = 1.44 \text{ m} < \frac{a}{4} = 6.18 \text{ m}$C.V

- **Sens transversal** $e_y = 1.28 \text{ m} < \frac{b}{4} = 3.88 \text{ m}$C.V

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

➤ Vérification de la poussée hydrostatique :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effort de sous pression hydrostatique .On doit vérifier que : $W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S_{\text{rad}}$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier. $W = 41203.039 + 5260.711 = 46463.75 \text{ KN}$

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$).

h : profondeur de l'infrastructure ($h = 4.47 \text{ m}$).

$$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S_{\text{rad}} = 1,5 * 10 * 4.47 * 423.05 = 28365.5025 \text{ KN} < 46463.75 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VI.9) Ferrailage du radier

Le radier est calculé comme plancher renversé appuyé sur les voiles et les poteaux, nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le **CBA 93**.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de **PIGEAUD** pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

➤ Les sollicitations à L'ELU $\nu = 0$

$$Q_u = N_U / S_{\text{rad}} = 52648.44 / 423.05 = 124.45 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 124.45 \text{ KN/m}^2$$

➤ Les sollicitations à L'ELS $\nu = 0,2$

$$Q_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} / S_{\text{rad}} = 36946.27 / 423.05 = 87.33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{\text{ser}} = 87.33 \text{ KN/m}^2$$

Si : $0 < \rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.

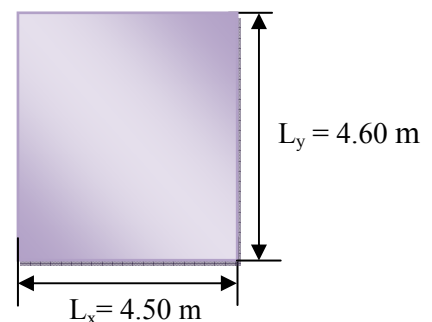


Figure VI.3 : Le panneau le plus sollicité

$$M_x = q L_x^2 / 8$$

$$M_y = 0$$

Si : $0,4 < \rho < 1$; la dalle porte dans deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

➤ **Pour les panneaux de rive**

- Moment sur appuis : $M_a = 0,3 M_0$
- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

➤ **Pour les panneaux intermédiaires**

- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$
- Moment en travée : $M_t = 0,75 M_0$

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement, ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-jointe, où « L_x » est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante :

$$M_t + \frac{M_{ad} + M_{ag}}{2} \geq 1,25 M_0 \quad (\text{d'après le BAEL 91})$$

Calcul des moments

- **ELU** : $v = 0$; $Q_u = 124,45 \text{ KN/m}^2$

Tableau VI.2 : Les moments à L'ELU

<i>Panneaux</i>	<i>L_x(m)</i>	<i>L_y(m)</i>	<i>P</i>	<i>μ_x</i>	<i>μ_y</i>	<i>M_{ox}(KN.m)</i>	<i>M_{oy}(KN.m)</i>
<i>P</i>	4.50	4.60	0.97	0.0392	0.9322	98.80	92.10

- **ELS** : $v = 0,2$; $Q_{ser} = 87,33 \text{ KN/m}^2$

Tableau VI.3 : Les moments à L'ELS

<i>Panneaux</i>	<i>L_x(m)</i>	<i>L_y(m)</i>	<i>P</i>	<i>μ_x</i>	<i>μ_y</i>	<i>M_{ox}(KN.m)</i>	<i>M_{oy}(KN.m)</i>
<i>P</i>	4.50	4.60	0.97	0.0457	0.9694	80.82	78.35

➤ **Pourcentage minimal**

Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23.b. d. f_{t28}/f_e = 3.80 \text{ cm}^2$

➤ **Escarpement maximal**

$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3 h_r) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}$

$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4 h_r) \Rightarrow S_{ty} = 30 \text{ cm}$**BAEL 91**

• **Calcul des armatures à L'ELU**

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Les armatures à L'ELU

	<i>Sens longitudinal</i>		<i>Sens transversal</i>	
	<i>En travée</i>	<i>Sur appuis</i>	<i>En travée</i>	<i>Sur appuis</i>
$M_u \text{ (KN.m)}$	74.10	49.40	58.76	39.18
μ_{bu}	0.064	0.042	0.050	0.033
$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	Oui	Oui	Oui	Oui
$A_s \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	8.55	5.63	6.64	4.38
$A_{s \text{ min}} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	3.80	3.80	3.80	3.80
Choix des Ø	6HA16	6HA14	6HA14	6HA14
$A_s \text{ adopté}$	12.05	9.24	9.24	9.24
Espacement	15	15	15	15

• **Calcul des armatures à L'ELS**

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Les armatures à L'ELS

	<i>Sens longitudinal</i>		<i>Sens transversal</i>	
	<i>En travée</i>	<i>Sur appuis</i>	<i>En travée</i>	<i>Sur appuis</i>
$M_{ser} \text{ (KN.m)}$	60.62	40.41	62.40	41.60
μ_{bu}	0.052	0.035	0.044	0.029
$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	Oui	Oui	Oui	Oui
$A_s \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	6.91	4.56	5.85	3.86
$A_{s \text{ min}} \text{ (cm}^2\text{/ml)}$	3.80	3.80	3.80	3.80
Choix des Ø	6HA14	6HA12	6HA14	6HA12
$A_s \text{ adopté}$	9.24	6.79	9.24	6.79
Espacement	15	15	15	15

Vérification des moments : $M_t + \frac{M_{ad} + M_{ag}}{2} \geq 1,25 M_0$ (d'après le BAEL 91)

Tableau VI.6 : Vérification des moments

		<i>ELU</i>			
			$Mt+(Me+Mw)/2$	$1.25M_0$	<i>Vérification</i>
<i>sens x-x</i>	M_0	98.80	123.50	123.50	C.V
	M_e	49.40			
	M_w	49.40			
	M_t	74.10			
<i>sens y-y</i>	M_0	92.10	115.13	115.13	C.V
	M_e	46.05			
	M_w	46.05			
	M_t	69.08			
		<i>ELS</i>			
			$Mt+(Me+Mw)/2$	$1.25M_0$	<i>Vérification</i>
<i>sens x-x</i>	M_0	80.82	101.03	101.03	C.V
	M_e	40.41			
	M_w	40.41			
	M_t	60.62			
<i>sens y-y</i>	M_0	78.35	97.94	97.94	C.V
	M_e	39.18			
	M_w	39.18			
	M_t	58.76			

❖ Etude de débord du radier

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L = 0.50$ m, le calcul du ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre carré (1 m^2).

$h = 35 \text{ cm}$ $b = 1 \text{ m}$ $d = 0,9h = 0.315 \text{ m}$

➤ Présentation schématique

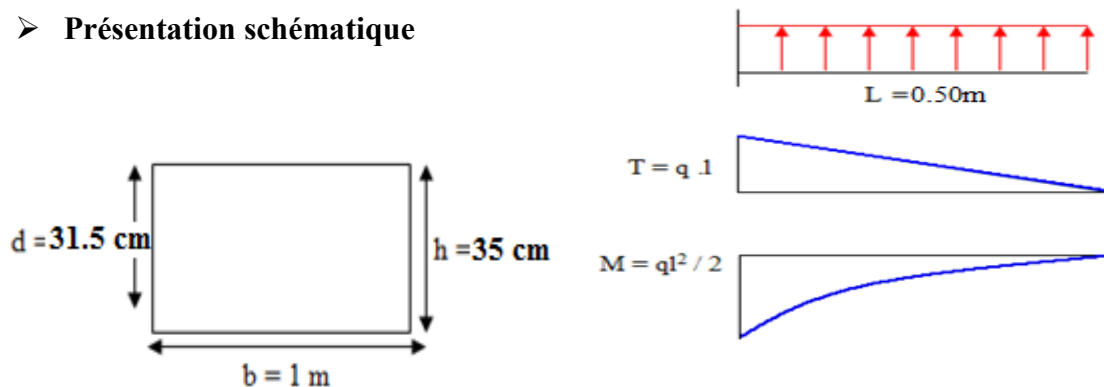


Figure VI.4: Schéma statique du débord

➤ L'ELU

$M_{\max} = q_u L^2 / 2 = 124.45 * (0.50)^2 / 2 = 15.56 \text{ KN.m}$

$A_s = 1.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $A_{s \text{ min}} = 3.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc : $A_s = \max (A_{s \text{ ultime}} ; A_{s \text{ min}})$

$A_s = 3.80 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc on choisit 4HA12 = 4.52 m² /ml avec un espacement S_t = 20 cm

❖ **Vérification au cisaillement**

$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0,05 f_{c28}$ avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$ $b = 1 \text{ m} ; d = 0,9h_r = 0.315 \text{ m}$

$V_u = \frac{q_u * l}{2} = 31.12 \text{ KN}$

$\tau_u = 0.10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$

Note : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

❖ **Vérification des contraintes à l'ELS**

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ $M_{ser} = q_{ser}L^2/2$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$k = \frac{M_{ser}}{I}$ avec : $I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$

$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I(cm ⁴)	Y (cm)	k (N/mm ³)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée sens x-x	74.23	12.05	115804.46	9.01	0.064	5.77	15	C.V
Appuis sens x-x	22.27	9.24	93605.05	8.06	0.024	1.94	15	C.V
Travée sens y-y	63.10	9.24	93605.05	8.06	0.067	5.40	15	C.V
Appuis sens y-y	18.93	9.24	93605.05	8.06	0.021	1.70	15	C.V
Débord	9.23	4.52	36881.50	5.41	0.025	1.35	15	C.V

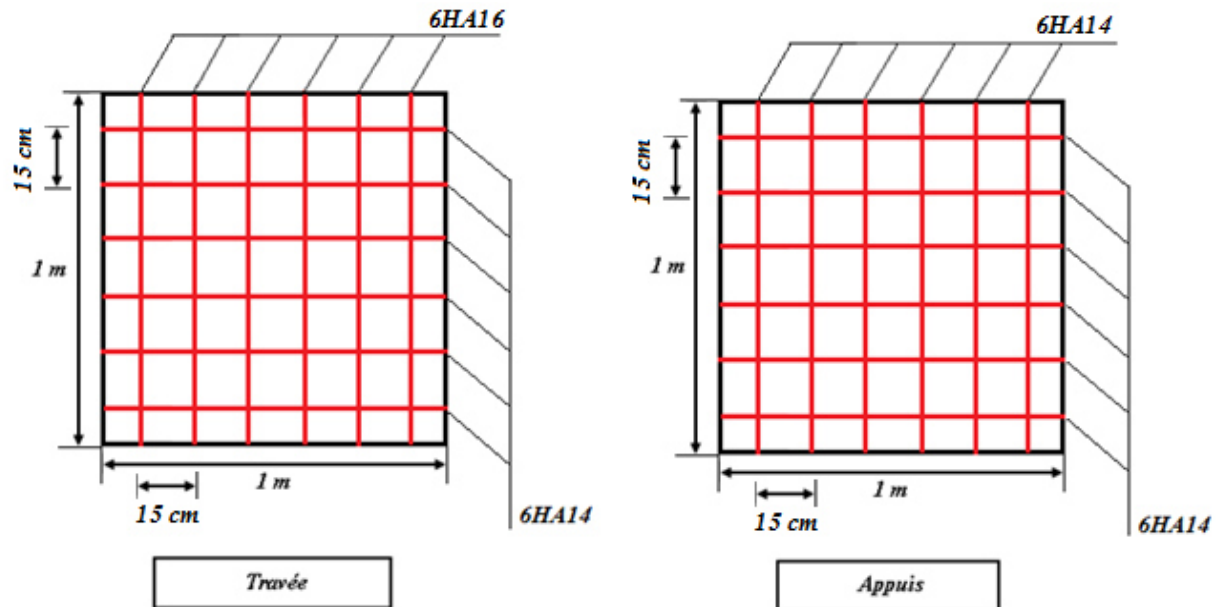


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage de radier en appuis et en travée

❖ Ferrailage de la nervure

Ce sont des poutres disposées le long de radier. Elles servent pour but de reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\begin{cases} h_t = 90 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

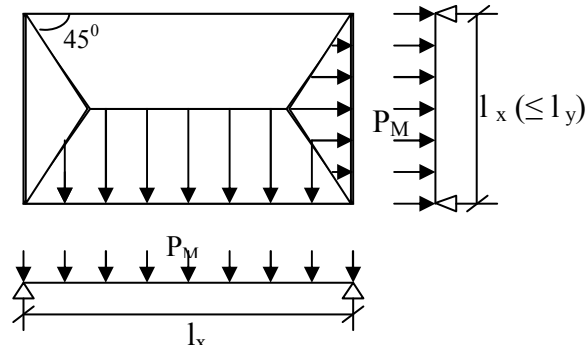
Tel que la largeur du poteau le plus large est de 50 cm,

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la file « 1 » dans le sens X-X et la file « A » dans le sens Y-Y.

➤ Transmission des charges des dalles aux poutres

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- formant un angle de 45° avec les rives du panneau
- ou parallèles à son grand côté.



On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

P_M : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence par la dalle, pour un panneau les expressions de P_M sont les suivants :

Elément	Trapèze	Triangle
P_M	$(1 - \frac{\alpha^2}{3}) \frac{P L_x}{2}$	$\frac{P L_x}{3}$

Avec : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

❖ **ELU**

Sens X-X

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file 1.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Travée	α_1	P (KN/m ²)	P_{M1} (KN/ml)	P_M (KN/ml)
A-B	0.70	124.45	163.99	163.99
B-C	0.84	124.45	180.84	180.84
C-D	0.64	124.45	155.81	155.81
D-E	0.98	124.45	190.37	190.37
E-F	0.64	124.45	155.81	155.81
F-G	0.84	124.45	180.84	180.84
G-H	0.70	124.45	163.99	163.99

Sens Y-Y

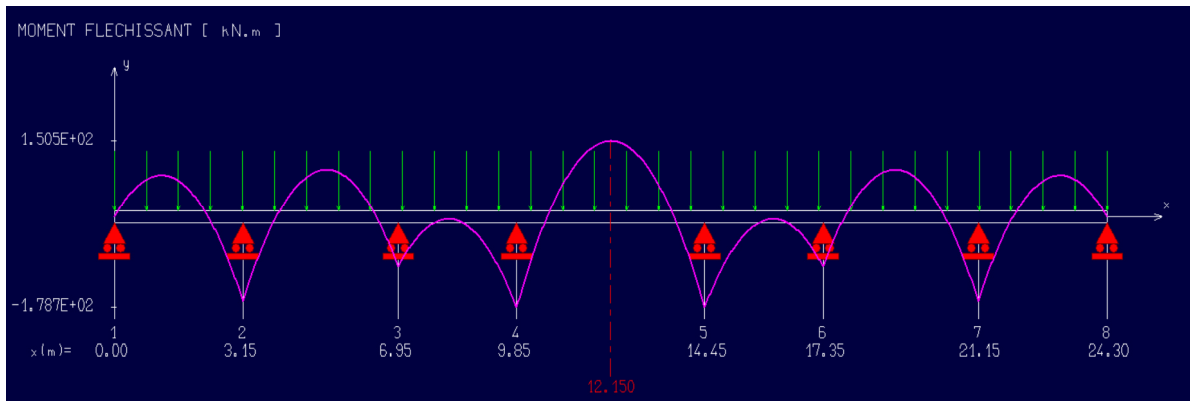
On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file A.

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

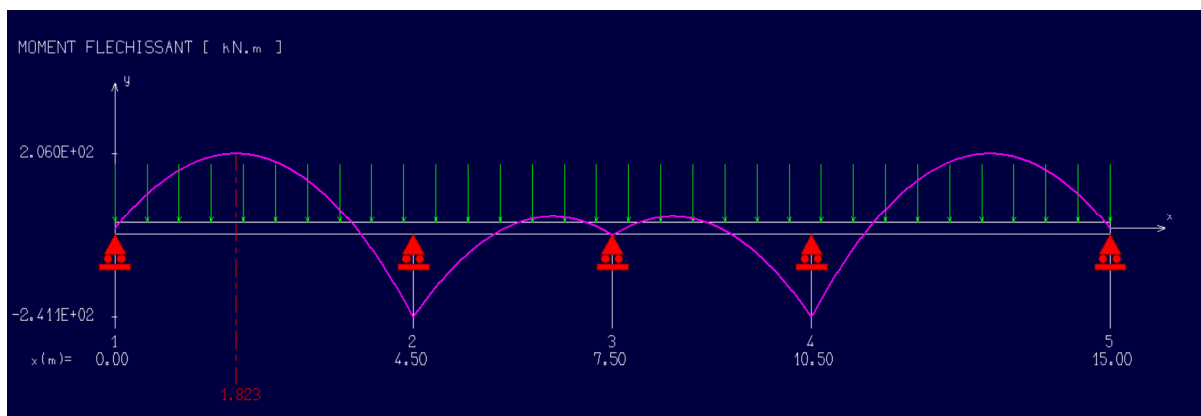
Travée	α_1	P (KN/m ²)	P_{M1} (KN/ml)	P_M (KN/ml)
1-2	0.98	124.45	190.37	190.37
2-3	0.65	124.45	160.38	160.38
3-4	0.65	124.45	160.38	160.38
4-5	0.98	124.45	190.37	190.37

Les moments sur appuis et travée au long de la poutre sont présentés sur le graphe suivant :

Sens X-X



Sens Y-Y



❖ ELS

Sens X-X

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

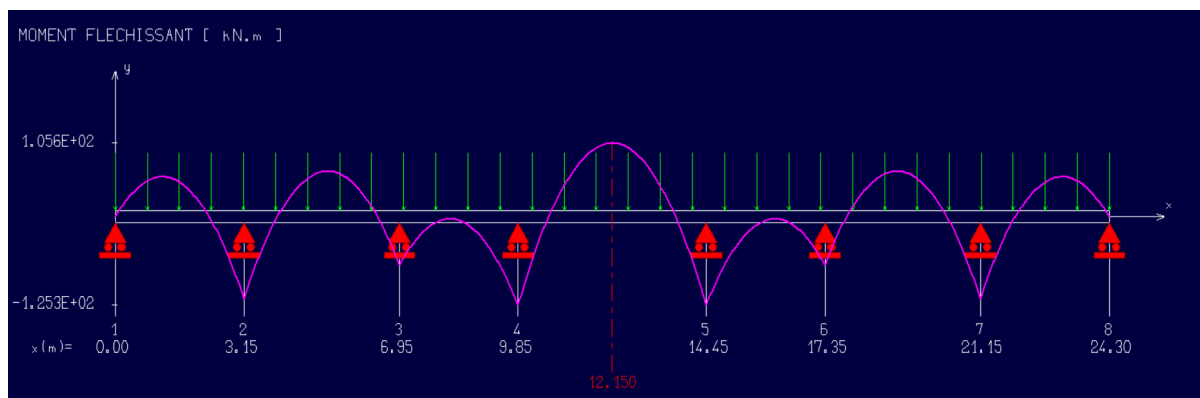
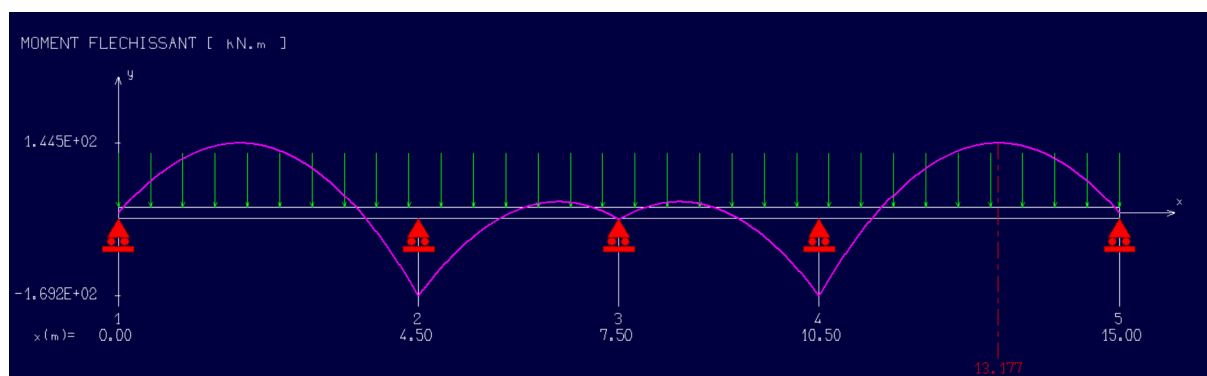
Travée	α_1	P (KN/m ²)	P_{M1} (KN/ml)	P_M (KN/ml)
A-B	0.70	87.33	115.08	115.08
B-C	0.84	87.33	126.90	126.90
C-D	0.64	87.33	109.34	109.34
D-E	0.98	87.33	133.59	133.59
E-F	0.64	87.33	109.34	109.34
F-G	0.84	87.33	126.90	126.90
G-H	0.70	87.33	115.08	115.08

Sens Y-Y

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Travée	a_l	P (KN/m ²)	P_{Ml} (KN/ml)	P_M (KN/ml)
1-2	0.98	87.33	133.59	133.59
2-3	0.65	87.33	112.55	112.55
3-4	0.65	87.33	112.55	112.55
4-5	0.98	87.33	133.59	133.59

Les moments sur appuis et travée au long d la poutre sont présentés sur le graphe suivant :

Sens X-X**Sens Y-Y**❖ **Détermination des efforts**

Le calcul du ferrailage se fera avec les moments maximaux en appuis ainsi qu'en travées. Les efforts sont calculés par la méthode des trois moments.

Tableau VI.7 : Calcul des efforts

combinaison	Sens X-X		Sens Y-Y	
	M (KN.m)		M (KN.m)	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
ELU	178.68	150.94	241.12	205.99
ELS	125.38	105.61	169.20	144.55

❖ Dimensionnement des nervures

La section de la nervures est considérée comme une section en T avec :

$$b_1 \leq \left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2} \right) \Rightarrow b_1 \leq \left(\frac{4.6}{10}; \frac{4.5}{2} \right) \Rightarrow b_1 = 0.45 \text{ m} \Rightarrow b = 1.40 \text{ m}$$

$$h = 90 \text{ cm}; h_0 = 35 \text{ cm}; b_0 = 50 \text{ cm}; C = 4.5 \text{ cm}; d = 0.9h = 81 \text{ cm}$$

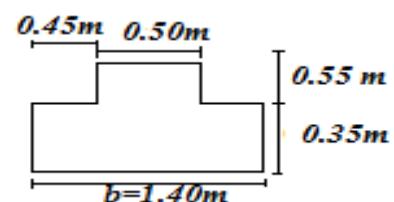


Figure VI.6 : Dimensions de la nervure

▪ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23b.d.f_{tj}}{f_e} = 4.89 \text{ cm}^2$$

❖ Calcul du ferrailage

✓ Armatures longitudinales

➤ A l'ELU

$M_u < M_{Tu} = 2300.4 \text{ KN.m} \Rightarrow$ Le calcul se fera pour une section rectangulaire.

Les résultats sont cités sur le tableau suivant :

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN.m)	178.68	150.94	241.12	205.99
Section	Rect (b*h)	Rect (b*h)	Rect (b*h)	Rect (b*h)
μ_{bu}	0.072	0.041	0.122	0.121
$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	Oui	Oui	Oui	Oui
Z (cm)	775	790	752	751
A_s (cm ²)	12.52	7.06	21.75	21.57
A_{\min} (cm ²)	4.89	4.89	4.89	4.89
Choix des barres	4HA16+4HA14	8HA14	6HA20+2HA16	6HA20+2HA16
As adopté (cm ²)	14.20	12.32	22.87	22.87
Espacement (cm)	10	10	10	10

❖ **Armatures transversales**

$$\Phi_t \geq \frac{1}{3} \Phi_{l \max} \Rightarrow \Phi_t \geq 6.67 \text{ mm}$$

On prend : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$; On choisit 2 cadre de **HA8**

➤ **Espacement minimal**

Selon le **BAEL91** : $S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$

Selon le **RPA99/V2003** : - En zone nodale et en travée $S_t \leq \min(h/4, 12\phi_L) = 20 \text{ cm}$

- En dehors de la zone nodale $S_t \leq h/2 = 40 \text{ cm}$

On prend : - En zone nodale et en travée : $S_t = 15 \text{ cm}$

- En dehors de la zone nodale : $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Vérification**➤ **A l'ELU****1) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23.b.d. (f_{t28} / f_e) \Rightarrow A_{\min} = 4.89 \text{ cm}^2$$

2) Vérification de l'effort tranchant

On prend l'effort tranchant max.

$$V_{u \max} = 667.20 \text{ KN}$$

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \text{ avec : } \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 1.65 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **A l'ELS****1) Contrainte de compressions dans le béton**

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k \cdot y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} * \left[\sqrt{1 + \frac{b(d \cdot A_s + d' \cdot A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Sens X-X

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
<i>Appuis</i>	125.38	14.20	4.77	15	C.V
<i>Travée</i>	105.38	12.32	3.82	15	C.V

Sens Y-Y

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
<i>Appuis</i>	169.20	22.87	6.50	15	C.V
<i>Travée</i>	144.55	22.87	5.96	15	C.V

Sens X-X

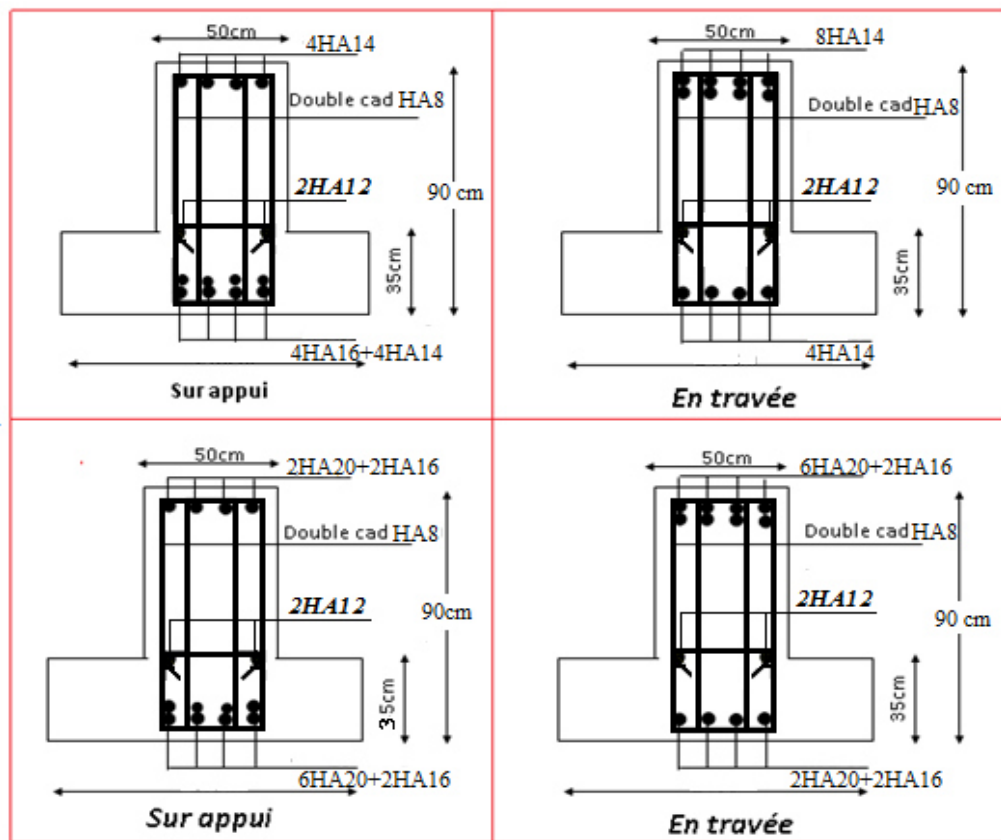


Figure VI.7: Ferrailage des nervures

VI.10) Voile périphérique

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- ✓ Assurer la liaison avec le sol et répartissent les efforts.
- ✓ Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

VI.10.1) Pré-dimensionnement

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau de Sous-Sol.

D'après le **RPA99/V2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- ✓ L'épaisseur du voile doit être ≥ 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constitués de 2 nappes, le pourcentage minimal des armatures est de $0.1\%B$ dans les deux sens (horizontal et vertical)

Notre voile périphérique a les dimensions suivantes :

- ✓ Epaisseur de 15 cm.
- ✓ Hauteur de 3.68 m.

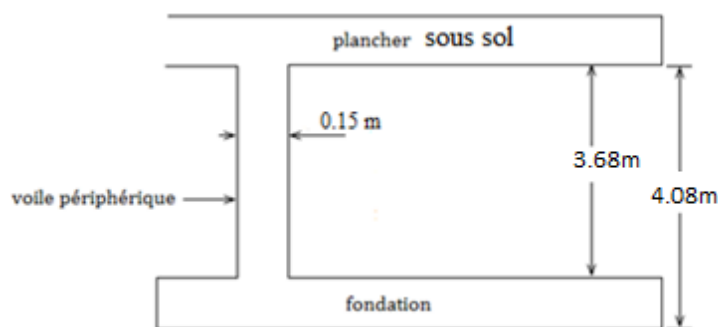


Figure VI.8 : Dimensions du voile périphérique

VI.10.2) Ferrailage

Le calcul de ferrailage se fait pour une bande de 1 ml.

On a:

$$A_V \geq 0.1\% * 15 * 100 \Rightarrow A_V \geq 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_H \geq 0.1\% * 15 * 100 \Rightarrow A_H \geq 1.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

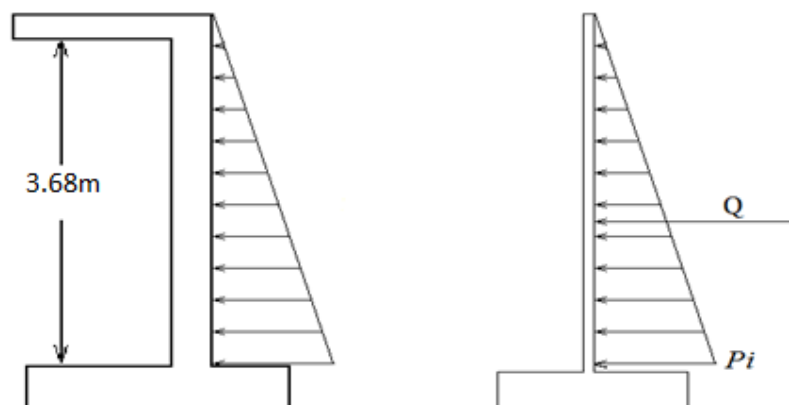


Figure VI.9 : Schéma statique du voile périphérique

On a : ϕ : L'angle de frottement du remblai ; $\phi = 30^\circ$

γ_d : Poids spécifique du remblai ; $\gamma_d = 18 \text{ KN/m}^2$

K_a : Coefficient de poussée (surface horizontale) ;

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,33$$

➤ **Calcul de la force de poussée**

$$P_i = K_a \cdot \gamma_d \cdot h^2 = 0,33 \cdot 18 \cdot 3,68^2 = 80,44 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1,35 \cdot 80,44 = 108,59 \text{ KN.m}$$

➤ **Evaluation des sollicitations**

Le ferrailage était pour une bande de 1 m de largeur et pour le panneau le plus sollicité.

$$a = 4,60 \text{ m} ; b = 3,68 \text{ m}$$

$$\rho = 3,68 / (4,60 - 0,50) = 0,89$$

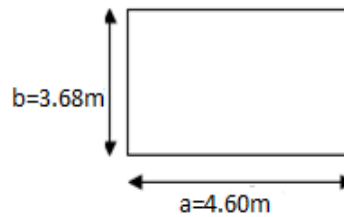


Figure VI.10 : Le panneau le plus sollicité du voile périphérique

▪ **Calcul du ferrailage vertical**

Le ferrailage du voile périphérique se fera en considérant la fissuration comme très préjudiciable.

A l'E.L.U

$$\mu_x = 0,0466 ; \mu_y = 0,7635$$

▪ **Dans le sens X-X**

$$M_x = \mu_x \cdot Q_u \cdot l_x^2 = 0,0466 \cdot 108,59 \cdot 3,68^2 = 68,52 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 51,39 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 34,26 \text{ KN.m}$$

▪ **Dans le sens Y-Y**

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,7635 \cdot 68,52 = 52,31 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 39,23 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_y = 26,155 \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Armatures longitudinales			
	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN.m)	34.26	51.39	26.155	39.23
μ_{bu}	0.108	0.147	0.053	0.079
$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	Oui	Oui	Oui	Oui
Z_b (cm)	12.1	11.8	12.6	12.4
A_s (cm²)	6.05	8.59	2.89	4.40
A_{min} (cm²)	1.5	1.5	1.5	1.5
Choix des barres	2*6HA10	2*6HA10	2*5HA10	2*5HA10
$A_{s\text{ adopté}}$ (cm²)	9.42	9.42	7.85	7.85
Espacement (cm)	15	15	20	20
	Armatures transversales			
A_H (cm²)	1.51	2.15	0.72	1.10
$A_{H\text{ min}}$ (cm²)	1.5	1.5	1.5	1.5
Choix des barres	2*4HA8	2*4HA8	2*4HA8	2*4HA8
$A_{H\text{ adopté}}$ (cm²)	4.02	4.02	4.02	4.02
Espacement (cm)	25	25	25	25

▪ **Condition de non fragilité**

$$b_0 = 1 \text{ m} ; d = 0.13 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23b_0 \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

▪ **Vérification des armatures transversales a l'effort tranchant**

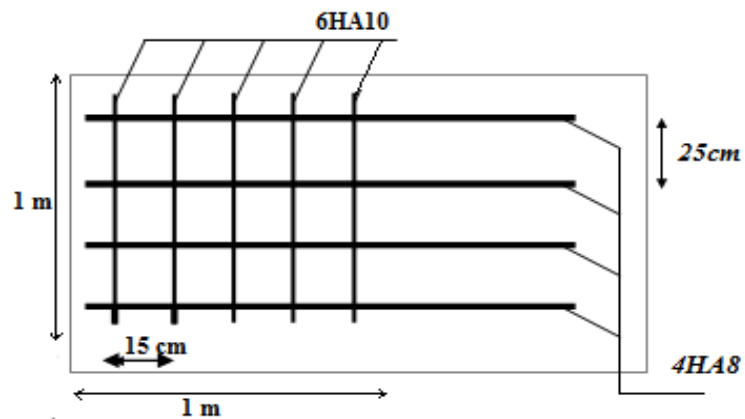
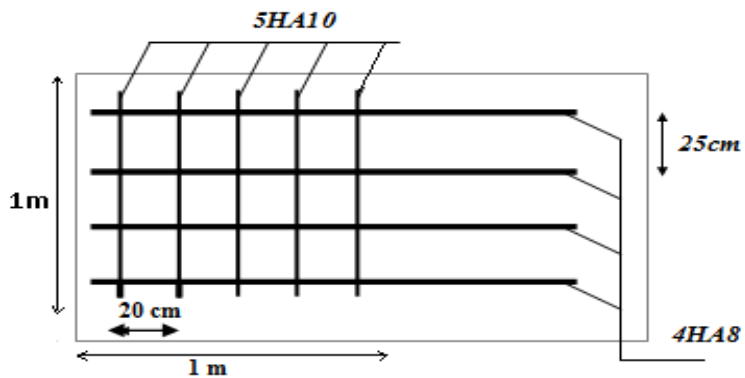
$$\tau_u \leq \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} \dots\dots\dots \text{Art. A 5.2.2 du CBA.93}$$

$$\gamma_b = 1,15 ; \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$$

$$V_u = \frac{Q_u \cdot L}{2} = \frac{108.59 \cdot 3.68}{2} = 199.80 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{199.80 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0,13} = 1.50 \text{ MPa} < \frac{0,07f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \cdot 25}{1,15} = 1.52 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

▪ Schéma Ferrailage

Sens X-X**Figure VI.11** : Schéma Ferrailage de voile périphérique pour la travée et appuis (X-X)Sens Y-Y**Figure VI.12** : Schéma Ferrailage de voile périphérique pour la travée et appuis (Y-Y)

Conclusion générale

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien, nous avons adopté un système de contreventement mixte pour la reprise des charges horizontales dûe au séisme car c'est le cas le plus défavorable. L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique chose qui est difficile à réaliser dans le cas où l'ouvrage est à usage commercial au niveau du rez-de-chaussée.

L'utilisation du logiciel de calcul de structures « ETABS » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables. Le type de fondation que nous avons choisi est un radier nervuré.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

Règlements :

- ❖ **RPA99/V2003** : règlement parasismique algérienne
- ❖ **CBA93** : règles de conception et de calcul des structures en béton armé
- ❖ **BAEL91** : béton armé aux états limites
- ❖ **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire (charges et surcharges)

Les livres et documents :

- ❖ Calcul des ouvrages en béton armé.....BELAZOUGU
- ❖ Calcul dynamique des structures en zones sismiques.....ALAIN CAPRA
- ❖ Formulaire du béton arméVICTOR DAVIDOVICI
- ❖ Conception et calcul des structures de bâtimentHENRY THONIER
- ❖ Construction en zone sismique.....VICTOR DAVIDOVICI
- ❖ Pratique de BAEL91Jean Perchat –Roux
- ❖ MARCHE 40-100-3GORINE Lakhdar

Cours :

- ❖ Béton armé (L3 et M1).....FSI
- ❖ Dynamique des structures (M1)FSI
- ❖ Cours de bâtiment (M1)FSI
- ❖ Résistance des matériaux (L2 et L3)FSI
- ❖ Métré et estimation des prix (L3).....FSA

Logiciels :

- ❖ ETABS.....Analyse des structures
- ❖ AUTOCAD 2019.....Dessin
- ❖ EXCEL 2007.....Calcul
- ❖ WORD 2007.....Traitement du texte
- ❖ SOCOTEC.....calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple ou compose)

Annexe

ANNEXE 1

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT
CHARGÉES ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					

ANNEXE2

Valeurs de MI ($M2$) pour $\rho = 1$

U/x	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
V/y	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,0	/	0,224	0,169	0,14	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,3	0,21	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,16	0,135	0,116	0,102	0,09	0,081	0,73	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,1	0,09	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,16	0,14	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,04
1	0,11	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,05	0,041	0,041	0,03

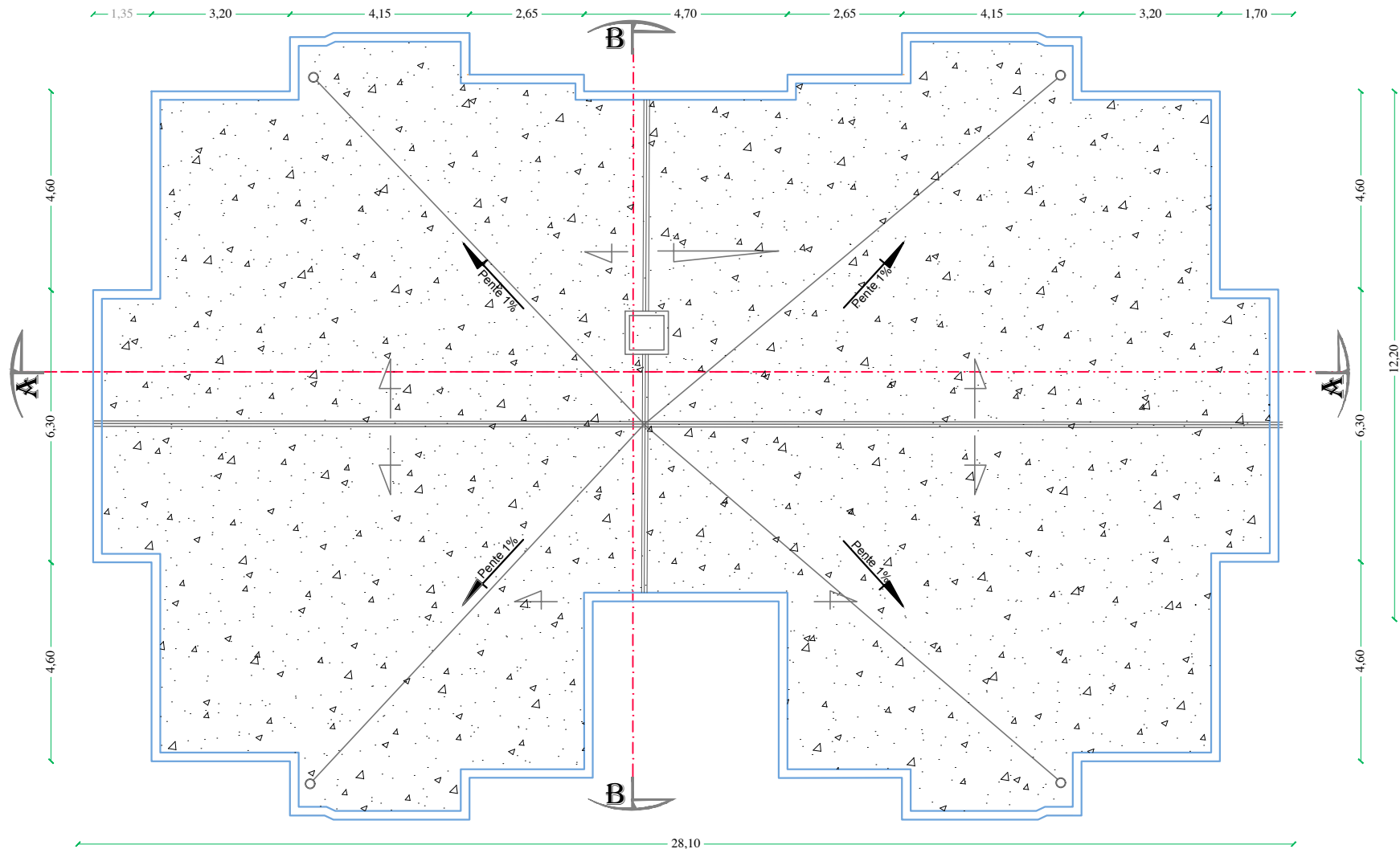
NOTA : Pour avoir les valeurs de $M2$; il suffit de permuter U et V

ANNEXE 3

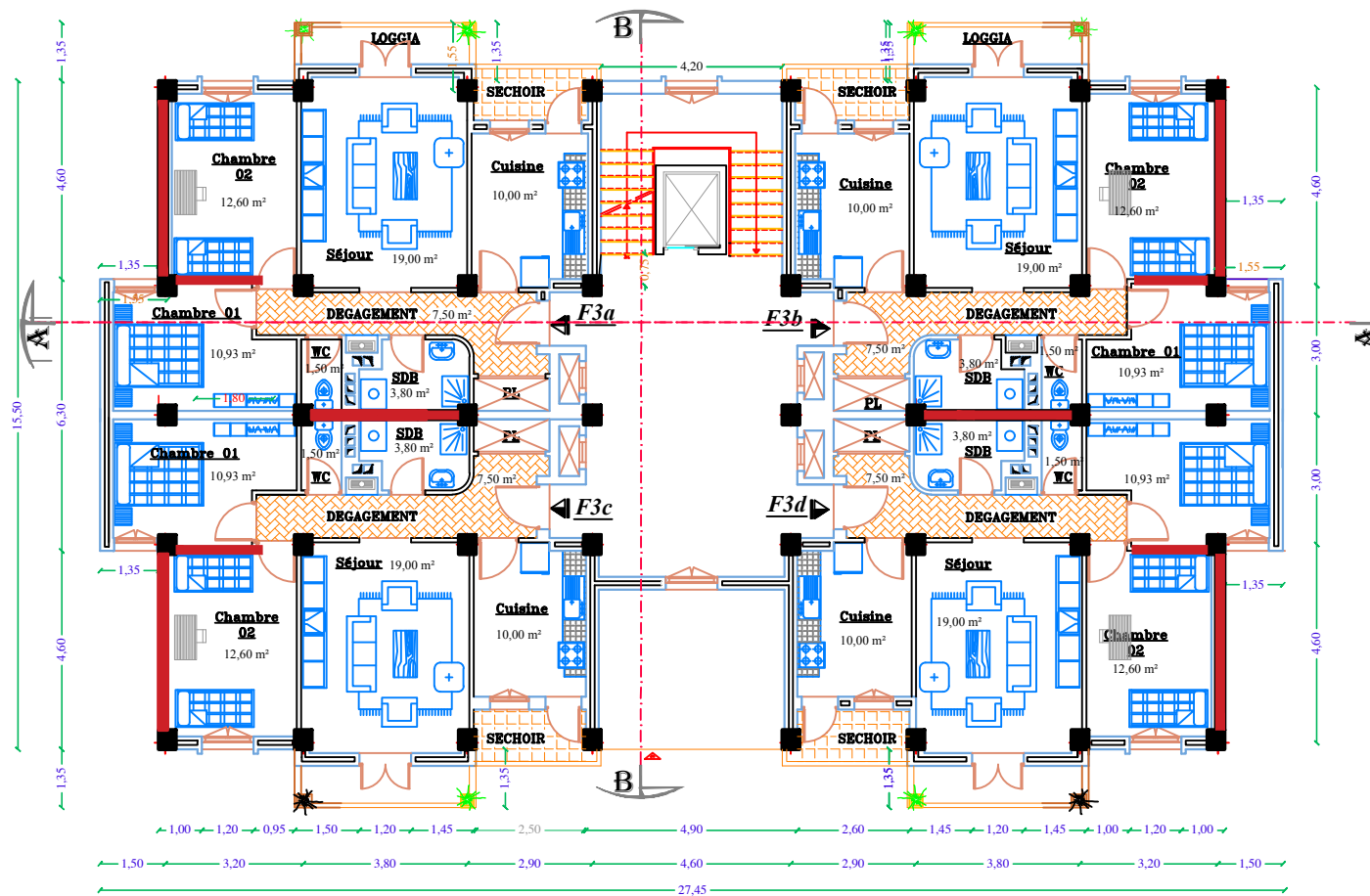
SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armature ϕ en mm

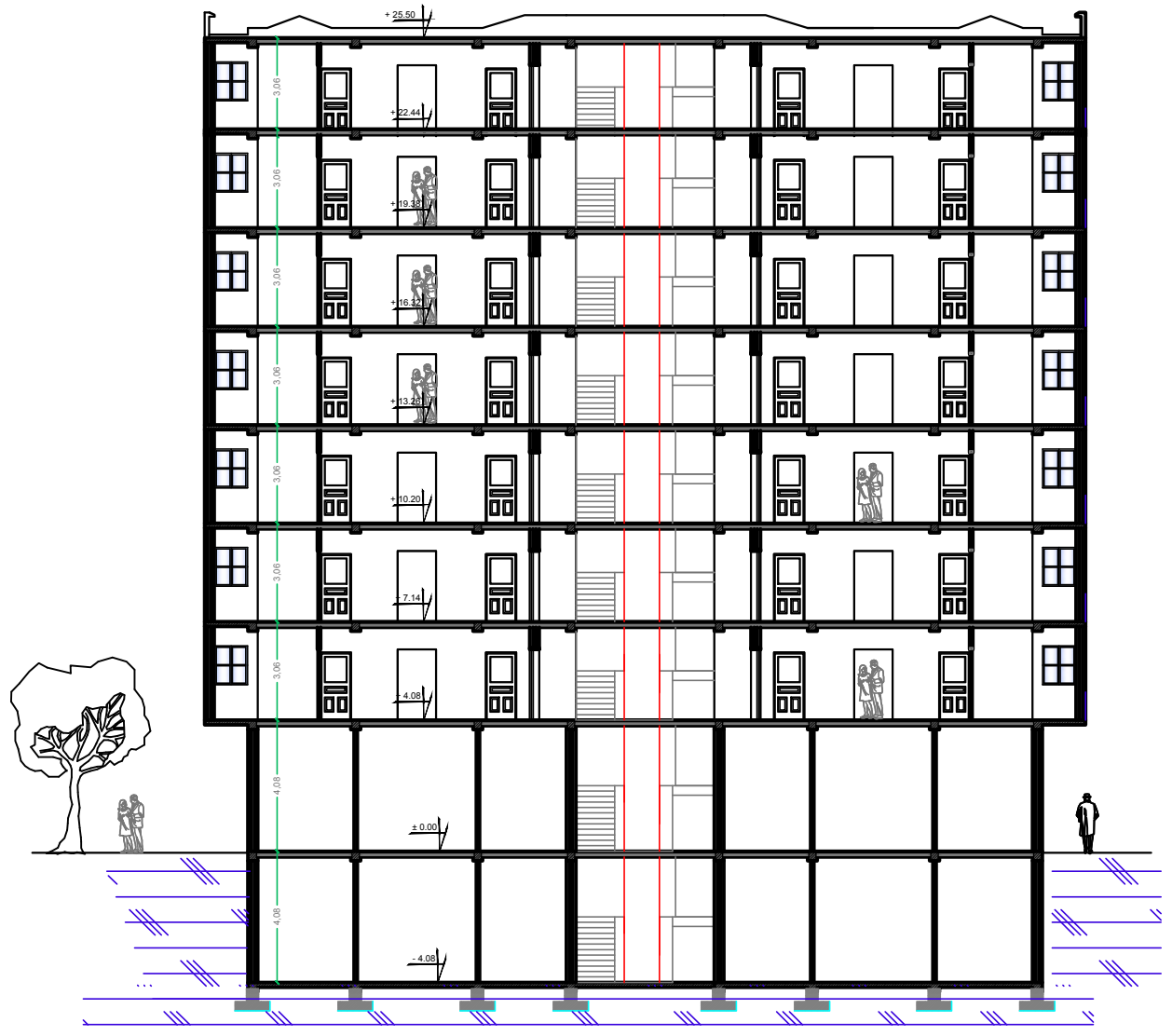
Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	0,79	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	8,04	12,57
2	0,39	0,57	1,01	1,57	2,26	3,08	4,02	6,28	9,82	16,08	25,13
3	0,59	0,85	1,51	2,36	3,39	4,62	6,03	9,42	14,73	24,13	37,70
4	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	32,17	50,27
5	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	40,21	62,83
6	1,18	1,70	3,02	4,71	6,79	9,24	12,06	18,85	29,45	48,25	75,40
7	1,37	1,98	3,52	5,50	7,92	10,78	14,07	21,99	34,36	56,30	87,96
8	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	64,34	100,53
9	1,77	2,54	4,52	7,07	10,18	13,85	18,10	28,27	44,18	72,38	113,10
10	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	80,42	125,66
11	2,16	3,11	5,53	8,64	12,44	16,93	22,12	34,56	54,00	88,47	138,23
12	2,36	3,39	6,03	9,42	13,57	18,47	24,13	37,70	58,91	96,51	150,8
13	2,55	3,68	6,53	10,21	14,70	20,01	26,14	40,84	63,81	104,55	163,36
14	2,75	3,96	7,04	11,00	15,83	21,55	28,15	43,98	68,72	112,59	175,93
15	2,95	4,24	7,54	11,78	16,96	23,09	30,16	47,12	73,63	120,64	188,50
16	3,14	4,52	8,04	12,57	18,10	24,63	32,17	50,27	78,54	128,68	201,06
17	3,34	4,81	8,55	13,35	19,23	26,17	34,18	53,41	83,45	136,72	213,63
18	3,53	5,09	9,05	14,14	20,36	27,71	36,19	56,55	88,36	144,76	226,20
19	3,73	5,37	9,55	14,92	21,49	29,25	38,20	59,69	93,27	152,81	238,76
20	3,93	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17	160,85	251,33



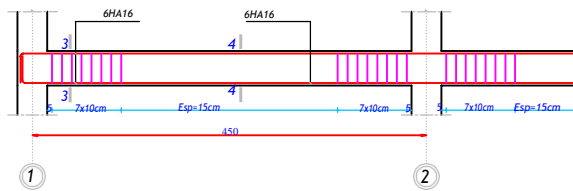
plan de terrasse



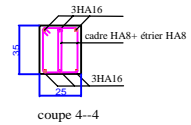
plan d'etages



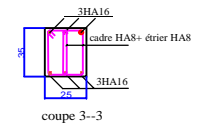




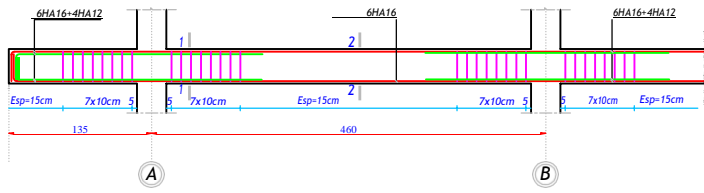
coffrage et ferrillage des poutres secondaire (25X35)



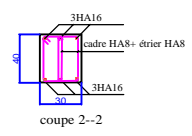
coupe 4--4



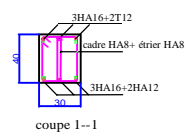
coupe 3--3



coffrage et ferrillage des poutres principale (30X40)



coupe 2--2



coupe 1--1

République Algérienne Démocratique et Populaire
 Université AKLI MOHAND OUHADJ DE BOUIRA
 FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUEES
 Département de Génie Civil

Projet :
 Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation ,
 commercial et service à ossature mixte contreventer par
 voile.

Plan :
 Ferrillage des poutre

Echelle

1/20

ETUDIE PAR:

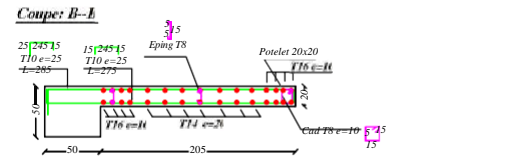
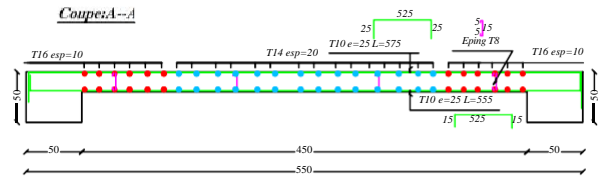
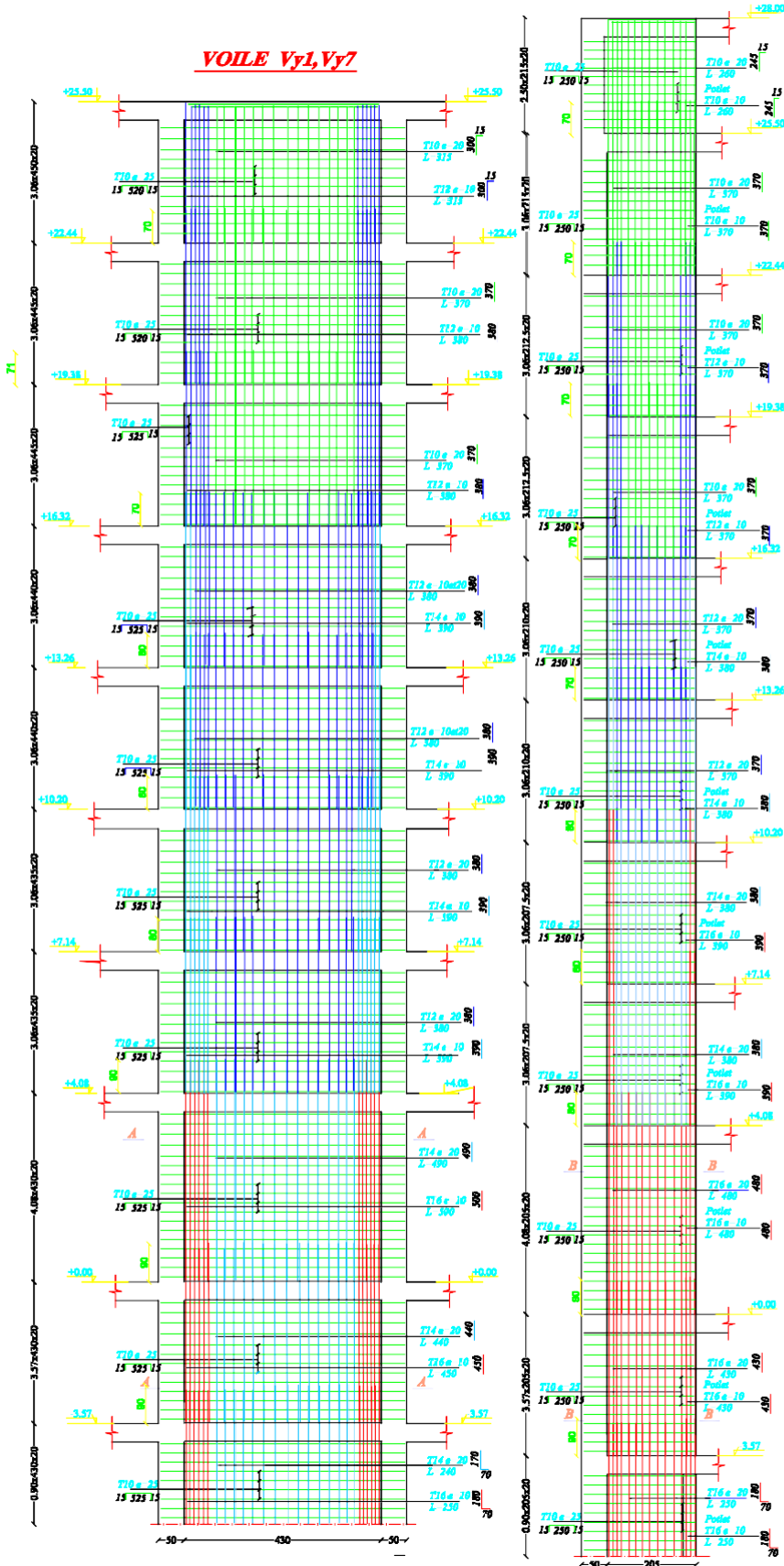
BELLOUTI HAMOUCHE
 DJEMAA FAOUZI

DERIGE PAR :

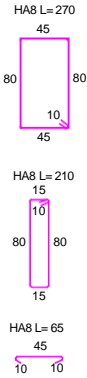
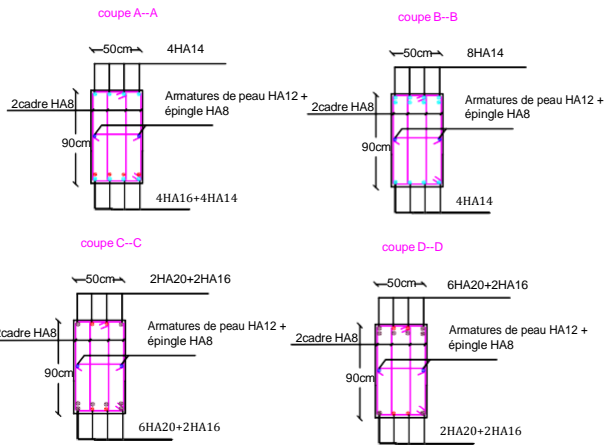
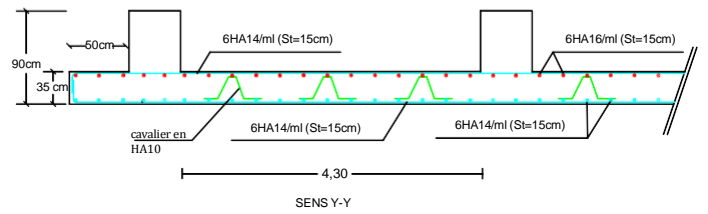
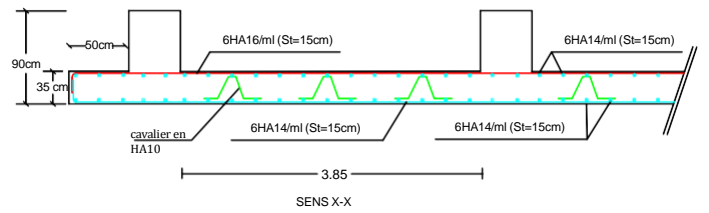
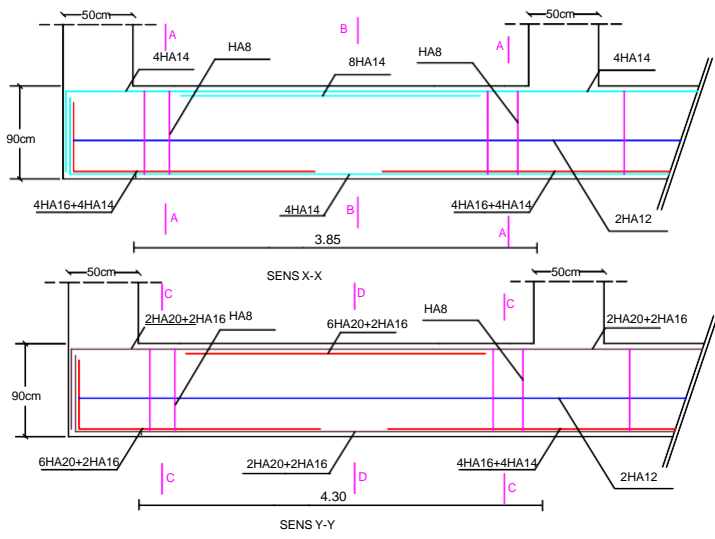
Mme. BOUMAIZAM

VOILE Vx3, Vx4, Vx6, Vx7

VOILE Vy1, Vy7



République Algérien Démocratique et Populaire Université AKLI MOHAND OUHADJ DE BOUIRA FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUEES Département de Génie Civil		
Projet : Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation , commercial et service à ossature mixte contreventer par voile.	Plan : Ferrailage des voiles	
Echelle 1/20	ETUDE PAR: BELLOUTI HAMOUCHE DJEMAA FAOUZI	DERIGE PAR: Mme. BOUMAZAM



République Algérien Démocratique et Populaire Université AKLI MOHAND OULHADJ de Bouira Faculté des sciences et des sciences appliquées Département de Génie Civil		
Projet: Etude d'un bâtiment (R+7) à usage d'habitation , commercial et service à ossature mixte contreventé par voile.		Plan Ferrailage du radier
Echelle 1/20	ETUDE PAR: BOUKAMOUM MADJID BOURAI BRAHIM	DERIGE PAR: Mme. AIT AHMED.F