



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

People's Democratic republic of Algeria

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministry of Higher Education and Scientific Research

جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم

University Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem

كلية العلوم و التكنولوجيا

Faculty of Sciences and Technology

قسم الهندسة المدنية و المعمارية

Civil engineering & architecture department



N° d'ordre : M/GCA/2020

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE
MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment en RDC + 8 étages
à usage d'habitation**

Présenté par :

- GHAILES Fedwa

- MESKINE Hayet

Soutenu le .. / .. / 2020 devant le jury composé de :

Président : Mr REZIGA Ahmed

Examineur: Mr MEHALA Tewfik

Encadrant : Dr MALIKI Mustapha

Année Universitaire : 2019 / 2020

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener a terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur Dr MALIKI Mustapha, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Ainsi, nous exprimons notre profonde reconnaissance aux membres de jury d'avoir accepté d'examiner notre manuscrit et de soulever les critiques nécessaires afin d'enrichir nos connaissances et d'apporter un plus antre travail, sans oublier de remercier tous les enseignants qui nous ont formé.

On remercie également les personnes qui nous soutiennent et nous encouragent de Près ou de loin.

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

- ❖ A mes très chers parents OUM ELKHIR, ABDELKADER qui ont consacré toute leur vie pour mon éducation et mes études, je leurs souhaite tout le bonheur*
- ❖ A mes frères YASSER et DJABER*
- ❖ A mes sœurs KARIMA et ROWAIDA*
- ❖ A tous mes amis BAKHTA, ISMAHEN, CHAIMA KHADIDJA.*
- ❖ En fin, je remercie mon ami mon binôme MESKINE HAYET qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.*

Fedwa

Dédicaces

Nous remercions ALLAH tout puissant de nous avoir accordé la santé et la volonté de réaliser ce modeste projet.

Un grand merci à notre encadreur
Dr MALIKI Mustapha pour son aide et ses conseils judicieux durant ce travail.

Nous remercions également nos enseignants qui nous ont apportés une aide précieuse avec des conseils et des encouragements qui ont été bénéfiques dans la rédaction de ce mémoire.

Aussi nous ne pouvons s'abstenir d'exprimer notre reconnaissance à nos professeurs pour leurs apports généreux en savoir.

Enfin nous voudrions aussi remercier tous ceux qui ont partagé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.

HAYET

Sommaire

- Introduction Générale	1
Chapitre I : Généralités	
Introduction.....	2
Présentation du projet.....	2
Caractéristiques géométriques.....	2
Conception de la structure.....	4
Caractéristiques des matériaux.....	5
les matériaux.....	6
Béton.....	6
Acier.....	8
Sollicitations.....	9
Les hypothèses de calcul.....	10
Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement	
II.1. Introduction.....	10
II.2. Descente de charges.....	10
Pré dimensionnement du plancher.....	12
Pré dimensionnement des poutres.....	13
Pré dimensionnement des poteaux.....	14
Pré dimensionnement des voiles.....	19
Chapitre III : Etude des planchers	
Introduction.....	21
plancher à corps creux.....	21
Détermination des dimensions des poutrelles.....	21
Etude de la dalle de compression.....	22
Etude des poutrelles.....	23
Détermination des sollicitations des poutrelles.....	25
Calcul de ferrailage.....	32
calcul de la flèche.....	36
Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire.....	36
la flèche totale.....	38

la flèche admissible.....	39
Chapitre IV : Etude des éléments secondaires	
Introduction.....	40
Etude de l'acrotère.....	40
IV.2.2 Calcul du ferrailage.....	40
Détermination des sollicitations.....	41
Détermination de la section des armatures.....	41
Vérification des contraintes de cisaillement.....	43
Etude des escaliers.....	44
Introduction.....	44
Prédimensionnement d'escalier.....	44
descentes des charges.....	47
Détermination des sollicitations.....	48
Calcul du ferrailage.....	52
Calcul de la poutre palière.....	58
Calcul du ferrailage.....	60
Etude des balcons.....	65
Type des balcons.....	65
Descente de charges.....	65
Calcul du ferrailage.....	66
Vérification de la flèche.....	69
Calcul du contre-poids.....	69
Chapitre V. Etude sismique	
Introduction.....	73
Méthode de calcul.....	73
Méthode statique équivalente.....	73
Méthode dynamique.....	74
Etapes de modélisation.....	74
Interprétation des résultats.....	78
Chapitre VI. Etude des portiques	
Introduction.....	83
Définition.....	83
Ferrailage des portiques.....	83

Combinaisons d'actions	83
Ferraillage des poutres	83
Ferraillage des poteaux	90
Schéma de ferraillage	103
Chapitre VIII. Etude de l'infrastructure	
Introduction	127
vérifications des semelles isolées	128
Vérification des semelles filantes	129
Etude du radier	129
Ferraillage du radier	134
VIII.5 .1 Ferraillage de la dalle	134
VIII.5 .2 Ferraillage du débordement	139
VIII.5 .3 Ferraillage des poutres	140

Listes des figures

Chapitre I

Fig I.1 : Vue en plan.....	3
Fig. I.2 : Façade principale.....	3
Fig I.3 : Coupe transversale du mur extérieur.....	4
Fig I.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton pour ELU.....	7
Fig.I.5 : Diagramme contrainte /déformation de béton.....	7
Fig I.6 : Diagramme déformations-contraintes.....	8

Chapitre II

Fig II.1 : Détails d'un plancher d'une terrasse inaccessible.....	10
Fig II.2 : plancher étage courant et RDC.....	11
Fig.II.3 : Coupe transversale d'un mur de façade	12
Figure II.4 : Plancher corps creux	12
Fig II.5 : Section d'une poutre principale	13
Fig II.6 : Section d'une poutre secondaire.....	14
Fig II.7 : Section supporté par le poteau le plus sollicité.....	15
Figure II.8: Voile de contreventement	19
Fig.II.9 : Vue en plan du voile de 1 ^{er} type	20

Chapitre III

Fig III.1: coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	21
Fig.III.2 : Dimensions des poutrelles.....	21
Fig III.3 : Schéma d'une poutrelle	22
Fig III.4 : Schéma statique des différents types de poutrelle	24
Fig III.5 : Schéma statique de poutrelle type 2.....	25
Fig.III.6 : diagramme des moments fléchissant pour la poutrelle type 02	26
Fig.III.7 : diagramme des efforts tranchant à ELU pour la poutrelle type 02.....	32
Fig.III.8 : diagramme des efforts tranchant à ELS pour la poutrelle type 02.....	32
Fig III.9 : dimensions des poutrelles.....	39
Fig III.10 : section de calcul en travée	33
Fig III.11 : section de calcul en appui.....	34
Fig III.12 : Centre de gravité	37

Fig III.13 : ferrailage de poutrelle en appui.....	39
Fig III.14 : ferrailage de poutrelle en travée.....	39

Chapitre IV

Fig IV.1 : Dimension de l'acrotère.....	40
Fig IV.2 : schéma statique de l'acrotère.....	40
Fig IV.3 : section de calcul de l'acrotère.....	41
Fig. IV.4 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	43
Fig IV.5 : Schéma d'un escalier.....	44
Fig IV.6 : vue en plan de la cage d'escalier.....	44
Fig IV.7 : schéma statique d'escalier type 1.....	45
Fig IV.8 : escalier type 1.....	45
Fig IV.9 : schéma statique d'escalier type 2.....	46
Fig IV.10 : escalier type 2.....	46
Fig IV.11 : schéma statique d'escalier type 1.....	48
Fig IV.12 : section de calcul.....	48
Fig IV.13 : section de calcul.....	49
Fig IV.14 : Diagrammes des moments.....	49
Fig IV.15 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à ELU.....	50
Fig IV.16 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à ELS.....	51
Fig IV.17 : Ferrailage d'escalier type 1.....	54
Fig IV.3.7.1 : section transversale de calcul d'une marche porteuse.....	55
Fig IV.3.7.2 : schéma de la marche porteuse.....	55
Fig IV.3.7.3 : section de calcul de la marche.....	56
Fig IV.3.7.4 Dessin du ferrailage.....	58
Fig IV.4.1 section de la poutre brisée.....	59
Fig. IV.4.2 : section de calcul.....	60
Fig. IV.4.3 : section de calcul.....	61
Fig. IV.4.4 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	64
Fig. IV.5.1 : Coupe transversale d'un mètre linéaire du balcon.....	65
Figure IV.5.2 : schéma statique de balcon type 1.....	65
Figure IV.5.3 : schéma statique de balcon type 2.....	65

Fig.IV.5.4 : Schéma du balcon avec contrepoids.....	69
Fig.IV.5.5 : ferrailage du contrepoids.....	69
Fig.IV.5.6 : Schéma de ferrailage de balcon.....	72

Chapitre V

Fig.V.1 : l'interface de l'ETABS.....	75
Fig.V.2 : spectre de réponse.....	78

Chapitre VI

Fig.VI.1 : disposition constructive des portiques.....	84
Fig. VI.2: Direction des moments et effort normal dans un poteau.....	91
Fig.VI.3 : Schéma de noyau central.....	91
Fig.VI.4 : La zone nodale.....	92
Fig.VI.5 : Espacement entre les armatures.....	93
Fig VI.6 : les armatures transversales dans la zone de recouvrement.....	94
Fig. VI.7 : schéma des sollicitations de calcul.....	96
Fig. VI.8 : schéma des sollicitations de calcul.....	98
Fig.VI.9. La zone nodale.....	12
Fig.VI.10 : Coupe en élévation et détail de ferrailage des poteaux.....	13
Fig.VI.10 : Ferrailage de la poutre secondaire en travée et en appui.....	14
Fig. VI.11 : Ferrailage des poteaux.....	14

Chapitre VII

Fig.VII.1 : les sollicitations de calcul d'une voile.....	15
Fig.VII.2 : disposition des armatures verticales dans les voiles.....	16
Fig VII.3 : Représentation des voiles.....	17
Fig VII.4: voile la plus défavorable.....	18
Fig VII.5 : section de calcul.....	18
Fig.VI.6: Section entièrement tendue.....	19
Fig VII.7 : Section partiellement comprimée.....	10
Fig VII.8 : Section partiellement comprimée.....	11
Fig VII.9 : section de calcul.....	12
Fig VII.10 : Section entièrement tendue.....	12

Fig VII.11 : Section partiellement comprimée.....	13
Fig VII.12 : Section entièrement tendue.....	14
Fig VII.13 : disposition du ferrailage transversal du voile.....	16
Fig VII.14 : dispositions du ferrailage longitudinal du voile.....	16
Fig. VII.15 : moments résistants ultimes et effort tranchant.....	18
Fig VII.16 : disposition des armatures.....	19
Fig. VII.17 : Efforts dans les bielles du linteau.....	19
Fig. VII.18 - Armatures diagonales des linteaux.....	10
Fig. VIII.19 Disposition des armatures du linteau.....	10
Fig.VII.4.1 : Schéma des contraintes du voile périphérique.....	12
Fig.VII.4.2 : Schéma du panneau de la dalle appuyée sur 4 cotés.....	12
Fig. VII.4.3 : Enrobage de la dalle.....	13
Fig VII.4.4 : Section du calcul.....	14
Fig.VII.4.5 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	15

Chapitre VIII

Fig VIII.1. Schéma d'une semelle isolée.....	18
Fig VIII.2 : Radiers nervurés.....	10
Fig.VIII.3. Dimensions d'un panneau de la dalle le plus défavorable.....	10
Fig.VIII.4. Dimension du radier.....	12
Fig VIII.5 : Schéma des contraintes du sol.....	13
Fig.VIII.6 : Encrage de la structure.....	14
Fig.VIII.7 : Schéma du panneau de la dalle appuyée sur 4 cotés.....	15
Fig.VIII.8 : Enrobage de la dalle.....	15
Fig.VIII.9 : Section de calcul dans les sens xx.....	16
Fig.VIII.10 : Section de calcul dans les sens yy.....	16
Fig.VIII.11 : schéma du ferrailage de la dalle.....	19
Fig.VIII.5.1 : schéma statique du débord.....	19
Fig.VIII.5.2 : Section de calcul.....	10
Fig.VIII.5.3: Distribution des charges sur les poutres principales.....	11
Fig.VIII.5.4 : Distribution des charges sur les poutres secondaires.....	11
Fig.VIII.5.5 : Ferrailage de la poutre principale en travée et en appui.....	13
Fig.VII.5.6 : Ferrailage de la poutre secondaire en travée et en appui.....	13

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 :Caractéristiquesgéométriques.....2

Tableau I.2 : différentstypesd'acier.....8

Chapitre II

Tableau II.1: Descente de charge plancher terrasseinaccessible(DTR-BC2.2).....10

Tableau II.2: Descente de charge plancher étage courant etRDC(DTR-BC2.2).....11

Tableau II.3: surcharge d'exploitation pour chaqueplancher (DTR-BC2.2).....11

Tableau.II.4 : Descentes des charges d'unmur extérieur.....12

Tableau II.5: dégression des chargespoteauxcentraux.....15

Tableau II.6: Pré dimensionnementdespoteaux.....18

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des vérifications des conditions du RPA99V.....18

Tableau II.8 : Tableau récapitulatif de vérification de la conditiondeflambement.....19

Tableau II.9: épaisseursdes voiles.....20

Chapitre III

Tableau.III.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant eteffortstranchants.....32

Tableau III.2 : Ferrailage de lapoutrelle.....39

Chapitre IV

Tableau IV.1 : descente de charge volées type 1et3.....47

Tableau IV.2 : descente de charge palier type 1et3.....47

Tableau IV.3: Tableau des sollicitations desescaliers(type1).....52

Tableau.IV.4 : charges permanentesdebalcon.....65

Chapitre V

Tableau V.1: les masses et les poids dechaqueplancher.....76

Tableau V.2 : Tableau récapitulatif pour la vérification de la sommedesmasses.....79

Tableau V.3 : Tableau récapitulatif pour la vérificationdudéplacement.....81

Tableau V.4: vérification à l'effet P- Δ dans lesensx-x'.....82

Tableau V.5 : vérification à l'effet P- Δ dans lesensy-y'.....82

Chapitre VI

Tableau.VI.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et effort tranchants.....	85
Tableau.VI.2 : Tableau récapitulatif des ferraillements des poutres.....	90
Tableau.VI.3 : Les sollicitations de calcul.....	95
Tableau.VI.4 : vérification des contraintes de cisaillement (selon BAEL.91).....	101
Tableau.VI.5 : calcul des armatures pour les différents poteaux.....	102
Tableau.VI.6 : Tableau récapitulatif des ferraillements des poteaux.....	103

Chapitre VII

Tableau.VII.1 : Sollicitations max de calcul dans les voiles à $x-x'$	108
Tableau.VII.2 : Sollicitations max de calcul dans les voiles à $y-y'$	108
Tableau.VII.3 : vérification de la contrainte.....	116
Tableau.VII.4 : Tableau des combinaisons fondamentales.....	122
Tableau.VII.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	123
Tableau.VII.6 : Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine.....	123
Tableau.VII.7 : Tableau de ferraillement du voile périphérique à l'ELU.....	124
Tableau.VII.8 : Tableau de ferraillement du voile périphérique à l'ELS.....	125

Chapitre VIII

Tableau.VIII.1 : Tableau de prédimensionnement de la semelle isolée.....	128
Tableau.VIII.2 : Tableau des dimensions du radiernervuré.....	132
Tableau.VIII.3 : Tableau de calcul de la surface du radiernervuré.....	132
Tableau.VIII.4 : Tableau récapitulatif des caractéristiques du radier.....	132
Tableau.VIII.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	132
Tableau.VIII.6 : vérification des contraintes suivant $X-X$	133
Tableau.VIII.7 : vérification des contraintes suivant $Y-Y$	134
Tableau.VIII.8 : Tableau de calcul de la charge q	135
Tableau.VIII.9 : Tableau récapitulatif des sollicitations.....	135
Tableau.VIII.10 : Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine.....	136
Tableau.VIII.11 : Tableau du ferraillement de la dalle dans le sens $X-X$ à l'ELU.....	137
Tableau.VIII.12 : Tableau du ferraillement de la dalle dans le sens $Y-Y$ à l'ELU.....	138
Tableau.VIII.13 : Tableau de ferraillement du voile périphérique à l'ELS.....	139

Tableau VIII.5.1 : Tableau du ferrailage du débordement à l'ELU.....	140
Tableau VIII.5.2 : Tableau du ferrailage du débordement à l'ELS	140
Tableau VIII.5.3 : Tableau de calcul des charges équivalentes	141
Tableau VIII.5.4 : Tableau récapitulatif des moments et efforts tranchants	142
Tableau VIII.5.5 : Tableau récapitulatif des sections d'armatures	142
Tableau VIII.5.6 : Tableau de vérification de l'effort tranchant	142

Notations

- A** : coefficient accélération de zone.
- A_l** : section d'armature longitudinale.
- A_{min}** : section d'armature minimale déterminée par les règlements.
- A_r** : section d'armature de répartition.
- A_t** : section d'armature de travée ou transversale.
- A_u** : section d'armature d'état limite ultime de résistance.
- A'** : section d'armature comprimée.
- Br** : section réduite du béton.
- Cp** : facteur de force horizontale.
- Cs** : charge des ruptures.
- D** : coefficient d'amplification dynamique.
- E** : module de déformation longitudinale (module de YOUNG).
- E_{ij}** : module de déformation longitudinale instantanée.
- E_{iv}** : module de déformation longitudinale différée.
- G** : action des charges permanentes.
- H** : Hauteur.
- HA** : armature à haute adhérence.
- I** : moment d'inertie en générale.
- L** : longueur.
- Le** : longueur en élévation.
- Ln** : longueur entre axe des nervures.
- Lp** : longueur en plan.
- M** : moment fléchissant.
- Ma** : moment fléchissant en appui.
- Md** : moment fléchissant des droites.
- Mf** : moment fléchissant totale.
- Mg** : moment fléchissant sous charge permanente ; moment du au garde corps.
- Mj** : moment fléchissant sous charge permanente avant mis en place des cloisons
- Mser** : moment fléchissant d'état limite de service.
- Mt** : moment fléchissant de travée.
- Mu** : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance.
- Mw** : moment fléchissant de la gauche.
- M₀** : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée.
- M₁** : coefficient par rapport d'une aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud.
- M₂** : coefficient de Pigeaud.
- N** : effort normal.
- Ne** : effort normal au centre de la section.
- Npp** : effort normal du au poids des poutres principales.

Nps : effort normal du au poids des poutres secondaire.
Nser : effort normal d'état limite de service.
P : poids propre ; périmètre.
Pr : poids propre du radier.
Pq : pénalité à retenir dans la détermination du coefficient Q.
Q : action variable quelconque ; facteur de qualité.
R : rayon ; coefficient de comportement de la structure.
S : surface.
Sr : surface du radier.
T : effort tranchant.
Tx : période fondamentale dans le sens x-x.
Ty : période fondamentale dans le sens y-y.
Uc : périmètre de contour.
V : force sismique ; effort horizontal.
Vt : effort sismique à la base de la structure.
W : poids total de la structure.
Wp : poids de l'élément en considération.
a : longueur ; distance ; dimension.
b : largeur.
b₀ : largeur de la nervure.
b₁ : largeur du poteau.
C : enrobage.
d : hauteur utile.
e : excentricité ; espacement.
ea : excentricité additionnelle.
f : flèche.
fc : contrainte caractéristique du béton à la compression.
fe : limite élastique d'acier.
ft : contrainte caractéristique du béton à la traction.
g : giron de la marche.
hc : hauteur du corps creux.
hd : hauteur de la dalle.
he : hauteur libre.
h_{moy} : hauteur moyenne.
ht : hauteur totale.
h' : hauteur de la zone nodale.
h1 : hauteur du poteau.
i : rayon de giration.
j : nombre des jours.
l : longueur ; distance.
lf : longueur de flambement.
l' : longueur de la zone nodale.

q_b : charge linéaire induite par les marches.

q_{eq} : charge linéaire équivalente.

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

q_u : charge linéaire d'état limite ultime de résistance.

s : espacement.

t : espacement ; période.

x : abscisse.

y : ordonnée.

α : angle ; coefficient dimension.

γ : coefficient partiel de sécurité ; rapport des moment.

β : coefficient sans dimension, coefficient de pondération.

ε : déformation coefficient d'amortissement critique.

η : coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement.

θ : est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

μ : moment réduit.

ρ : Coefficient de deux dimensions.

σ : contrainte de béton ou d'acier.

τ : contrainte tangentielle ou de cisaillement.

ξ : pourcentage d'amortissement critique.

Ø : diamètre d'armature transversale ou treillis soudés.

Δ : déplacement.

Résumé

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation composé d'un Rez - de-chaussée et de huit étages, implanté dans la wilaya de MOSTAGANEM.

La première partie représente une description de l'ouvrage, définition des caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les règlements et logiciels employés.

En deuxième partie, on a fait un pré-dimensionnement des éléments de la structure et les éléments secondaires avec une descente des charges sous le règlement R. P. A 99 version 2003.

La troisième partie est une modélisation pour la détermination des sections finales à l'aide du logiciel ROBOT.

La quatrième partie concerne les assemblages des éléments suivis d'un calcul avec une vérification de l'infrastructure.

Finalement, on a traduit le dimensionnement de toute la structure sur des plans d'exécution à l'aide du logiciel AUTOCAD.

ملخص

يتكون مشروعنا من دراسة مبنى للاستخدام السكني مكون من طابق أرضي وثمانية طوابق يقع بولاية مستغانم.

يمثل الجزء الأول وصفاً للعمل وتعريفاً لخصائص المواد المستخدمة وكذلك اللوائح والبرامج المستخدمة.

في الجزء الثاني ، قمنا بعمل أبعاد مسبقة لعناصر الهيكل والعناصر الثانوية مع نزول الأحمال بموجب لائحة R.P.A 99 إصدار 2003.

الجزء الثالث عبارة عن نمذجة لتحديد الأقسام النهائية باستخدام برنامج ROBOT.

يتعلق الجزء الرابع بتجميعات العناصر متنوعة بحساب مع التحقق من البنية التحتية.

أخيراً ، تمت ترجمة أبعاد الهيكل بأكمله إلى رسومات عمل باستخدام برنامج AUTOCAD.

Summary

Our project consists of studying a building for residential use consisting of a ground floor and eight floors, located in the wilaya of MOSTAGANEM.

The first part represents a description of the work, definition of the characteristics of the materials used as well as the regulations and software used.

In the second part, we made a pre-dimensioning of the elements of the structure and the secondary elements with a descent of the loads under the regulation R. P. A 99 version 2003.

The third part is a modeling for the determination of the final sections using the ROBOT software.

The fourth part concerns the assemblies of the elements followed by a calculation with a verification of the infrastructure.

Finally, the dimensioning of the entire structure was translated into working drawings using AUTOCAD software.

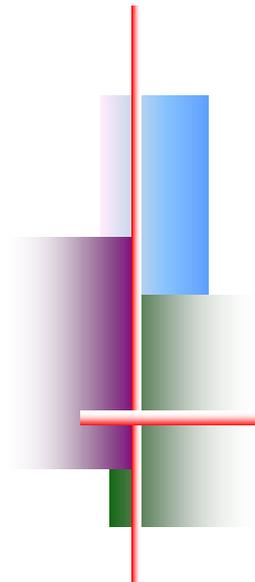
Introduction Générale

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles et militaires. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans le domaine d'intervention : BTPH

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+8 à usage d'habitation. Pour ce faire, nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre comporte la modélisation et l'étude dynamique du bâtiment
- Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel SAP2000 est l'objet du cinquième chapitre.
- Le sixième et dernier chapitre aborde l'étude de l'infrastructure



Chapitre I



Présentation du projet

I. Généralités

I.1.Introduction:

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments Structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, Flexion...).

La résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (**BAEL91, RPA99** modifié en **2003**) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement, ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2.Présentation du projet:

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un bâtiment tour en béton armé de type **RDC+8**(Rez de chaussée plus huit étages). Il est composé de locaux commerciaux au rez-de-chaussée, et D'habitations pour les autres étages, implanté à la Wilaya de **Mostaganem**, qui est une Zone de moyenne sismicité (Zone **II a**) D'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

Le sol du site qui supportera la structure est un sol ferme classé selon le RPA99/VERSION 2003 comme un sol de catégorie S2.

I.3.Caractéristiques géométriques:

La structure présente une forme Angle, dont les dimensions en plan sont mentionnées dans le tableau

Suivant :

Largeur en plan	22m
Longueur en plan	22.75m
Hauteur totale du bâtiment	29.92m
Hauteur RDC	4.08cm
Hauteur des étages courants	3.23m
Hauteur d'acrotère	80cm
Hauteur du bâtiment +l'acrotère	37.92m

Tableau I.1: Caractéristiques géométriques.

- La circulation en élévation dans le bâtiment est assurée par un escalier et un ascenseur.
- La terrasse inaccessible avec un acrotère en béton armé de 80 cm de hauteur

I.4. Conception de la structure:

- **Les Planchers :**

Les planchers sont des ouvrages horizontaux constituant une séparation entre deux Niveaux d'une habitation. On distingue :

- Plancher à corps creux avec une dalle de compression.

- **Les balcons :**

Les balcons seront réalisés en dalle pleine de 15 cm d'épaisseur.

- **Ascenseur:**

Le bâtiment est équipé d'un ascenseur entouré par les murs voile.

- **Escaliers:**

Ils servent à relier les niveaux successifs et à faciliter les déplacements entre étages.

Notre structure comporte un seul type d'escaliers :

- Escalier droit (2palier / volée).

- **Terrasse :**

Il existe un seul type de terrasses :

- Terrasse inaccessible.

- **Maçonnerie:**

Les murs de notre structure seront exécutés en brique creuse.

- ✓ **Murs extérieurs:** ils sont constitués d'une double cloison de 30cm d'épaisseur:

- Brique creuse de 15cm d'épaisseur pour la paroi externe dumur.
- L'âme d'air de 5cmd'épaisseur.
- Brique creuse de 10cm d'épaisseur pour les parois interne dumur.

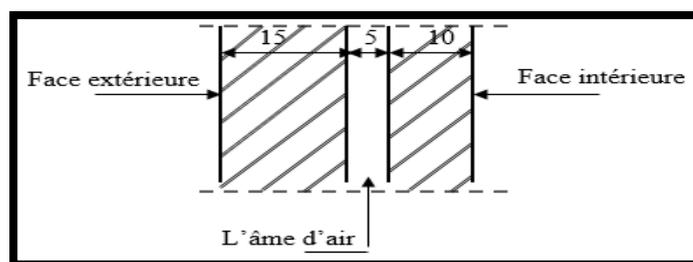


Fig. I. 3 : Coupe transversale du mur extérieur.

Murs intérieurs: ils sont constitués par une cloison de 10cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 30 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins

• Revêtement:

- Enduit plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Carrelage pour les plancher accessible.
- Plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration d'eau et assurant une isolation thermique.

• Isolation:

- L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour déréalisation.
- l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le Plancher terrasse.

• L'acrotère

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment encastré au niveau plancher terrasse.

Dans notre projet, on a acrotère sur le plancher terrasse inaccessible.

I.5. Caractéristiques des matériaux:**I.5.1. Introduction:**

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Ce dernier et en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions.

I. 5.2. Règlements utilisés:

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

- **Règle de conception et de calcul des structures en béton arme (C.B.A.93) :**

Basé sur la théorie des états limites.

1) Etats limites ultimes (ELU) qui correspondent à la limite:

- soit de l'équilibre statique.
- soit de la résistance de l'un des matériaux.
- soit de la stabilité de forme.

2) Etats limites de service (ELS) qui sont définis compte -tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité.

Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) : Le présent document technique réglementaire fixe les règles de conception et de calcul des constructions en zones sismiques.

1.5.3.Principaux caractères et avantages:

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place avec les moyens de serrage du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

I.6.les matériaux:

I.6.1. Béton :

Le béton est un matériau essentiel dans le domaine de la construction, il est obtenu par le mélange de ciment, granulats (sable, gravier) et de l'eau avec des quantités bien déterminées.

- Résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28}=25\text{MPa}$.
- Résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28}= 0,6 + 0,06f_{c28}$
 $f_{t28}=2.1 \text{ MPa}$.
- Dosage en ciment : 350 kg/m^3 .
- Poids volumique du béton $\gamma_{\text{béton}} = 25\text{KN/m}^3$.

I.6.1.1. Résistance mécanique du béton:

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes $16\text{cm} \times 32\text{cm}$. Pour notre projet, il a été choisi de travailler avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (béton à usage courant) Cette dernière est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle soit atteinte ou non.

I.6.1.2. Déformation longitudinale du béton:

- ✓ Pour les charges d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation Longitudinale instantanée.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_c} \quad \text{--- [BAEL91 /A.2.1, 21]}$$

I.6.1.3.Les contraintes limites :

❖ État limite ultime (ELU):

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton Un diagramme conventionnel dit parabole- rectangle, et dans certains cas par mesure de Simplification un diagramme rectangulaire.

❖ Diagramme parabole rectangle:

C'est un diagramme contraintes déformations du béton qui peut être utilisé dans le cas d'E.L.U.

Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{bc2} = \begin{cases} 3,5 \text{ ‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa.} \\ \text{Min } 4,5; 0,025f_{cj}\text{‰} & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa} \end{cases}$$

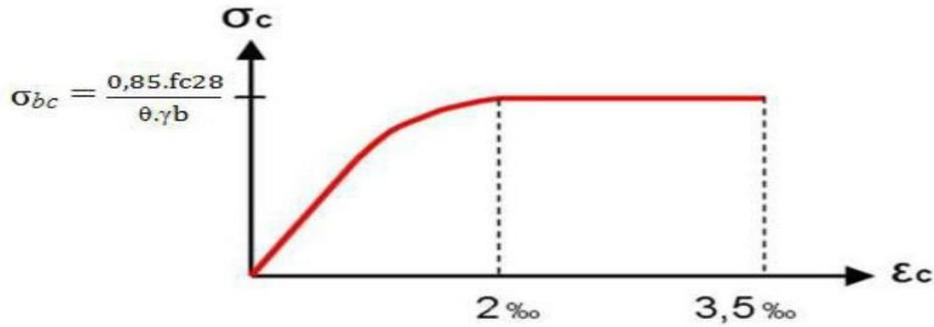


Fig. I.4 : Diagramme contrainte-déformation du béton pour ELU. [BAEL91 /A.4.3, 4]

❖ La contrainte admissible de compression à l'ELU est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b. [BAEL91 /A.4.3, 41]$$

• **Le coefficient de sécurité pour le béton γ_b :**

γ_b : coefficient de sécurité du béton	1.15	}	Pour les combinaisons accidentelles.
	1.50		

• **Le coefficient θ :**

θ : coefficient	1	}	Durée > 24 heures
	0.9		
0.85	Durée > 1 heure		

❖ **État limite de service(ELS):**

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service (ELS) est donnée Par:

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} \text{ [BAEL91 / A.4.5, 2]}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $\sigma_{bc} = 12 \text{ MPa}$.

E_b : module de déformation du béton -

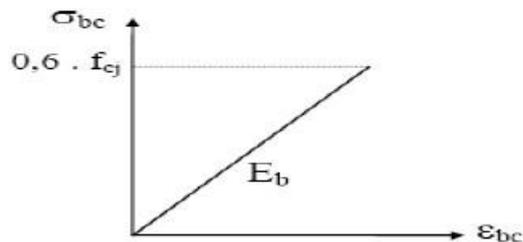


Fig. I.5 : Diagramme contrainte /déformation de béton.

I.6. 2. Acier:

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

Nous utiliserons les types d'aciers suivants :

- Les ronds lisses (R.L) : FeE235, pour les armatures transversales.
- Haute adhérences (HA) : FeE400, pour les armatures longitudinales.
- Acier (TSL) : FeE500, pour les treillis soudés.

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

I.6. 2.1. Caractéristiques mécaniques:

Type	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)
Ronds lisses	FeE235	235
Barre HA	FeE400	400
Treillis soudés Lisses	TSL	500

Tableau I.2 : différents types d'acier.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$

I.6. 2.2. Diagramme déformations contraintes :

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

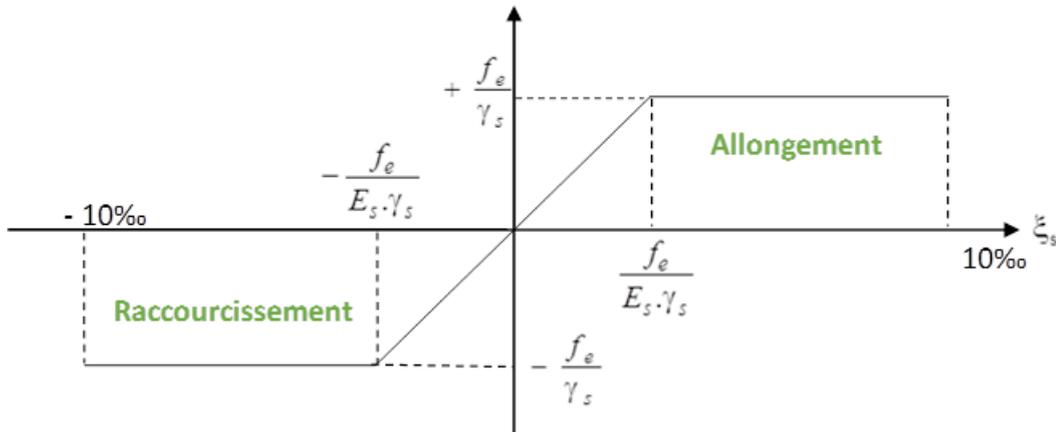


Fig. I.6 : Diagramme déformations-contraintes. [C.B.A93 /A.2.2.2]

✓ E .L . U:

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

f_e : Résistance élastique d'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité :

$\gamma_s = 1,15$ dans le cas général.

$\gamma_s = 1$ dans le cas accidentel.

✓ E. L .S:

1- Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow limitation à F_e [BAEL91/A.4.5,32]

2- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min(\frac{2}{3} \cdot f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}})$. [BAEL91/A.4.5,33]

3- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st} = \min(\frac{1}{3} \cdot f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}})$. [BAEL91/A.4.5,34]

Avec : $f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses RL.

$\eta = 1,6$ Pour les armatures à haute adhérence HA.

I.6. 2.3.Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites:

➤ **Etat limite ultime:**

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

➤ **Etat limite de service:**

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

➤ **Etat limite accidentelle :**

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

$G+Q \pm E$

$0,8G \pm E$

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par $G+Q1,2E$

Avec :

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

E : effort de séisme

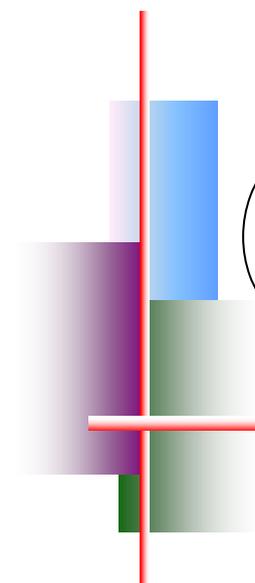
Protection des Armatures (l'enrobage « e »)

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

I.6. 2.4.Les hypothèses de calcul:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance du béton à la traction est : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Pour les armatures de l'acier:
 - longitudinales : on a choisi le : H.A, $f_{eE} = 400 \text{ MPa}$.
 - transversales : on a choisi le : R.L, $f_{eE} = 235 \text{ MPa}$.
 - treillis soudés (de la dalle de compression) : H.A, $f_{eE} = 500 \text{ MPa}$



Chapitre III



*Prédimensionnement
des éléments résistants*

Chapitre II : Descente des charges et pré dimensionnement

II .1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles) d'une structure est une étape essentielle dans un projet de génie civil, est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû à la charge et surcharge.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Nos calculs seront basés sur les règles de pré dimensionnement RPA 99 Ver 2003 et C.B.A.93.

II .2.Descente de charges : DTR-BC 2.2 :

➤ Charges permanentes :

1. Plancher corps creux : $L/25 \leq ht \leq L/20$ Avec :
ht: Hauteur totale du plancher.

L : Portée max entre nu d'appui des poutres.

D'où:

$$L_{max} = 530 \text{ cm}$$

$$\frac{530}{25} < ht < \frac{530}{20} \quad 21.2 \text{ cm} < ht < 26.5 \text{ cm}$$

On prendra $ht = 24 \text{ cm} = (20+4) \text{ cm}$.

20 cm: épaisseur de corps creux.
ht = 24 cm

4 cm: la dalle de compression.

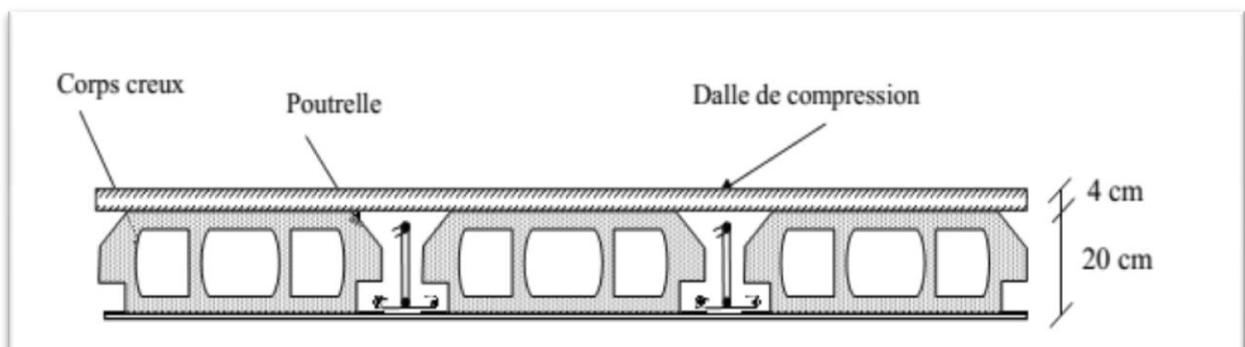


Fig. II.1 Coupe du plancher à corps creux.

Chapitre II DESCENTE DES CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT

➤ Plancher terrasse inaccessible (20+4):

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0.01	0.2
2	Mortier de pose	20	0.01	0.2
3	Lit de sable	18	0.01	0.18
4	Corps creux	/	0.20+0.04	3.10
5	Cloisons	10	0,1	1
6	Enduit de plâtre	/	/	0,15
Charge permanent G				4.83
Q étages courant				1.5

Tableau II.1:Descente de charge plancher terrasse inaccessible (DTR-BC2.2).

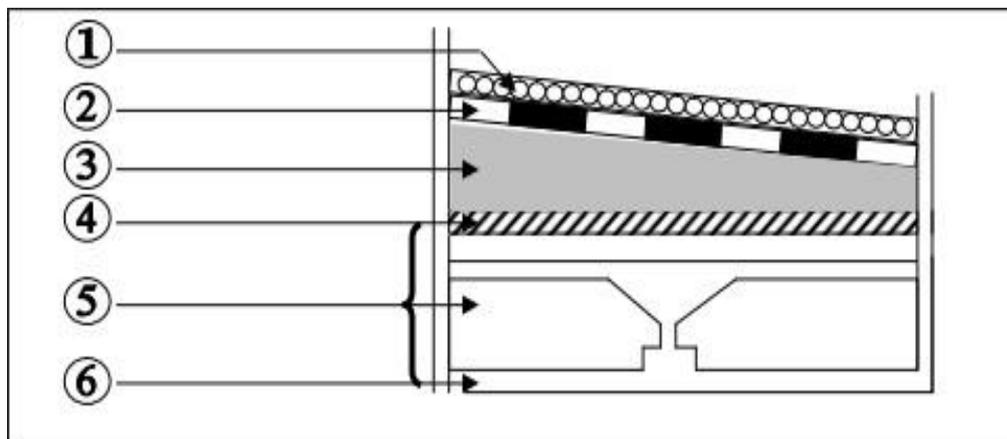


Fig. II.2 : Détails d'un plancher d'une terrasse inaccessible.

➤ **Plancher étage courant et RDC :**

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	poids (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0.04	0.8
2	Etanchéité Multicouche	6	0.02	0.12
3	Forme de pente	/	0.10	2.2
4	Corps creux	/	0.20+0.04	3.10
5	Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
6	Enduit de plâtre	/	/	0.15
Charge permanent G				6.38
charge d'exploitation Q				1

Tableau II.2:Descente de charge plancher étage courant et RDC (DTR-BC2.2).

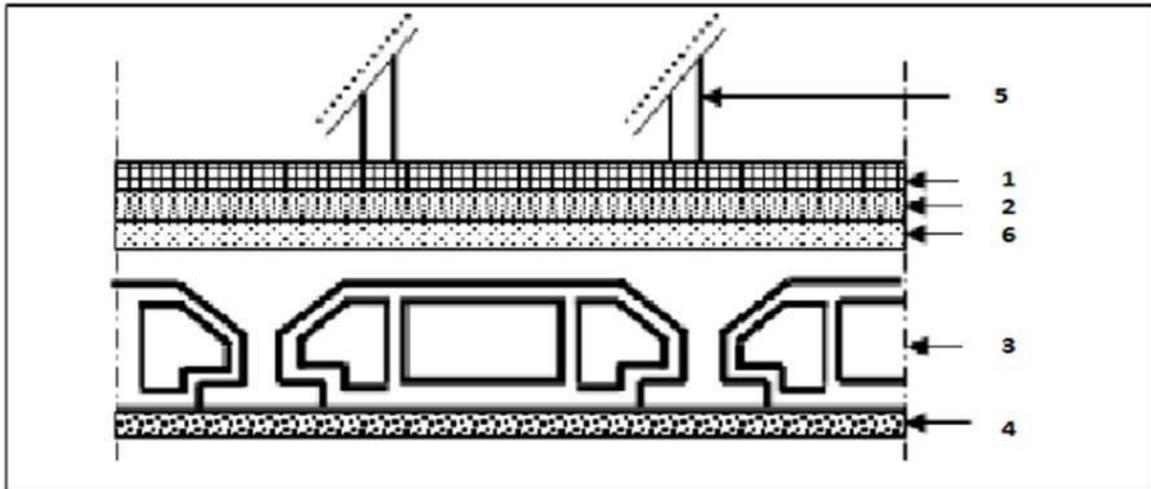


Fig. II.3 : plancher étage courant et RDC.

➤ **Surcharges d'exploitation :**

- Terrasse inaccessible : $Q=1 \text{ kN/m}^2$
- Locaux à usage d'habitation : $Q=1.5 \text{ kN/m}^2$

✓ **Murs extérieurs:**

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 20% d'ouverture et de Vide d'air (esp=5 cm).

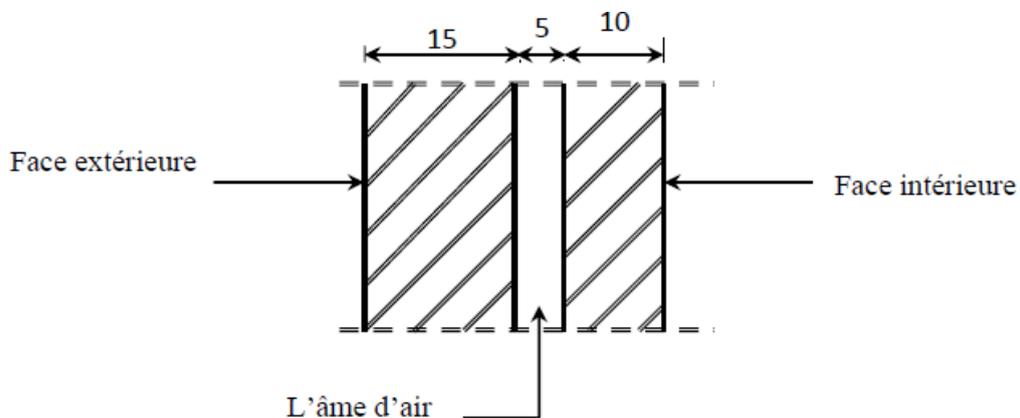


Fig. II.3 : Coupe transversale d'un mur de façade

Nature de l'élément	Ep(m)	Poids volumique KN/m^3	G (KN/m^2)
Enduit extérieure en ciment (2cm)	0,02	18	0,36
Briques creuses (15 cm)	0,15	9	1,35
Brique creuse (10 cm)	0,10	9	0,9
Enduit intérieur en ciment (2cm)	0,02	18	0,36
totale			2,97

II .3. Pré dimensionnement du plancher:

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes .

➤ **Plancher à corps creux** :Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
 - Dalle de compression.
 - Treillis soudé.

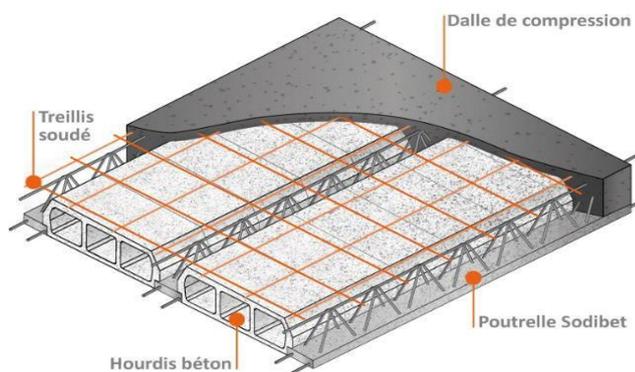


Fig. II.4 : Plancher corps creux.

➤ **Plancher à dalle pleine:**

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

- La méthode de calcul dépend du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$
- L_x : plus petite dimension du panneau de dalle.
- L_y : plus grande dimension du panneau de dalle.
- Pour $\rho < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.
- Pour $0,4 \leq \rho \leq 1$; la dalle porte selon deux directions.
- $h_d = ((1/50) / (1/40)) L_x$.

$$h_d = ((1/50) / (1/40)) * 450 h_d = (9/11.25) h_d = 8 \text{ cm.}$$

Pour le projet, nous avons :

- $L_x = 4.50 \text{ m.}$

- $L_y = 5.70 \text{ m.}$

$$\rho = 4.50 / 5.70 = 0.780, 4 \leq 0.78 \leq 1.$$

Donc la dalle porte suivants les deux sens
On prendra: $h_d=8\text{cm}$.

▪ Conclusion :

Pour satisfaire aux différentes conditions précédentes on adoptera comme épaisseur Pour la dalle pleine de : $h_d= 20 \text{ cm}$.

II .3. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré dimensionnement s'effectue par des formules données par les BAEL91 (modifié 99), les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (RPA99)Il y a deux types de poutres :

➤ **Les poutres principales:** Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Selon BAEL 91(Pratique de BAEL 91.p 382)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{Avec : L: Langueur de la plus grand portée}$$

$$\frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10} \Rightarrow 35 \leq h \leq \text{en prend } h = 45\text{cm}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 18 \leq b \leq 36 \text{ on prend } b = 40\text{cm}$$

On adopte pour une section rectangulaire (b × h) = (40 × 45) cm²

- Vérification de la condition du RPA :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 40 > 20\text{cm} \\ h = 45 > 30\text{cm} \dots\dots \text{Vérfiée} \\ \frac{h}{b} = 1,25 < 4 \end{array} \right.$$

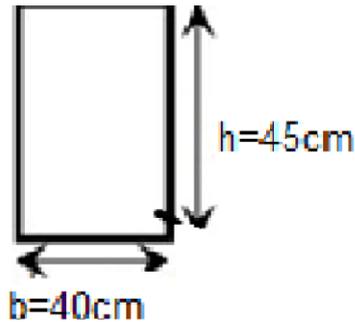


Fig. II.5 : Section d'une poutre principale

➤ **es poutres secondaires :** Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$L_{max} / 15 \leq h \leq L_{max} / 10$(Condition de flèche)

$L_{max} = 450$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \quad 30 \leq h \leq 45 \text{ en prend } h = 40 \text{ cm}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,8 \quad 16 \leq b \leq 32 \text{ en prend } b = 40 \text{ cm}$$

On adopte pour une section rectangulaire (b × h) = (40 × 40) cm²

- Vérification de la condition du RPA :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h = 1 < 4 \text{ cm} \quad - \quad \begin{cases} b = 40 > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \geq 30 \text{ cm} \end{cases} \text{ Vérifiée}$$

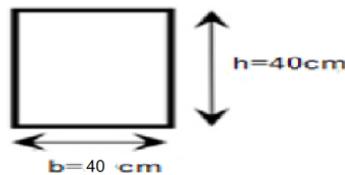


Fig. II.6 : Section d'une poutre secondaire.

II .4 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les Sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en

Chapitre II DESCENTE DES CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT

Compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

- **Stabilité de forme (flambement).**
- **Résistance à la compression:**

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

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le (RPA99 Art.7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la **zone II**:

$$\text{Min} (h ; b) \geq 25\text{cm}$$

$$- \text{Min} (h ; b) \geq h_e/20 \quad h_e: \text{hauteur d'étage}$$

$$-- \quad 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$$

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage ; c'est celui qui supporte des charges réparties sur Une surface S comme le montre la figure ci-dessous.

Avec : S est la surface supportée par le poteau le plus défavorable. On suppose une charge moyenne de $1 \text{ (t/m}_2\text{)}$ par étage.

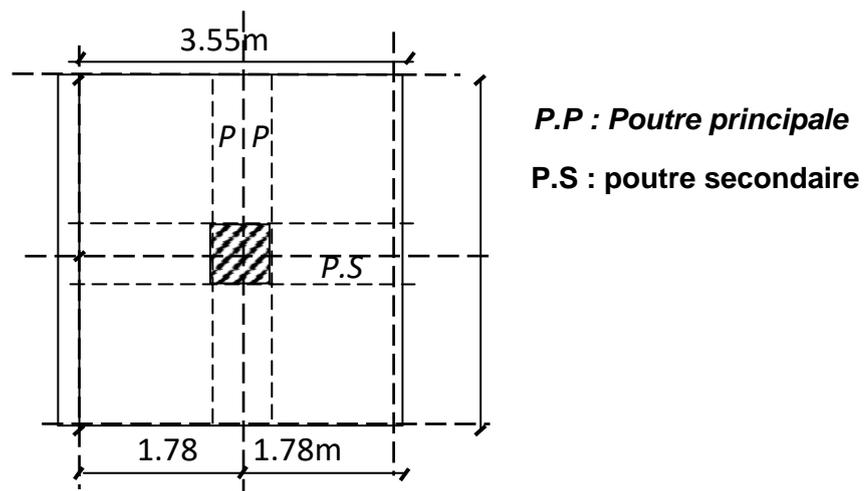


Fig. II.7 : Section supporté par le Poteau le plus sollicité.

- **La loi de dégression : [DTR B.C 2.2 /IV.6.3]**

Le bâtiment est a usage d'habitation courant, ce qui implique :

$$Q_0 = 1,000 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Terrasse Non Accessible.}$$
$$Q_1 = 1,500 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Etage Courant.}$$

- sous le toit ou la terrasse : Q_0
- sous le premier étage à partir du sommet ($i = 1$) : $Q_0 + Q_1$
- sous le deuxième étage ($i = 2$) : $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

- sous le troisième étage (i = 3) : $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- sous le quatrième étage (i = 4) : $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- sous le cinquième étage (i = 5) : $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
- sous le sixième étage (i = 6) : $Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$
- sous le septième étage et sous les suivants (i ≥ 7):

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

i	Niveau	Q kn/m ²	Gkn/m ²
0	La Terrasse	1	4.83
1	Haut d'étage 8	2,5	11.21
2	Haut d'étage 7	3,85	17.59
3	Haut d'étage 6	5,05	23.97
4	Haut d'étage 5	6,1	30.35
5	Haut d'étage 4	7	36.73
6	Haut d'étage 3	7,75	43.11
7	Haut d'étage 2	9,25	49.49
8	Haut d'étage 1	10,75	55.87
9	Haut RDC	11.5	62.25

Tableau II.5: dégression des charges poteaux centraux.

- **Calcul de la section du poteau 8^{ém} étage :**

- ✓ **Calcul l'effort Normal ultime:**

- La longueur afférente de la poutre principale:

$$L_{a(p,p)} = 2.65 + 2.02 = 4.67 \text{ m}$$

- La longueur afférente de la poutre secondaire:

$$L_{a(p,s)} = 1.78 + 1.78 = 3.56 \text{ m}$$

- La surface afférente du plancher:

$$S_{aff} = 4.67 \times 3.56 = 16.62 \text{ m}^2$$

- Poids propre des poutres principales et secondaires:

$$p_p = 25 \times 0.40 \times 0.45 = 4.5 \text{ Kn/ml}$$

$$p_s = 25 \times 0.40 \times 0.40 = 4 \text{ Kn/ml}$$

- Poids totales des poutres principales et secondaires:

$$p_t = (4.5 \times 4.67) + (4 \times 3.56) = 35.26 \text{ kn}$$

- Effort normal ultime des poutres N_{up} :

$$N_{up} = 1,35 \times p_t \times n \quad \text{avec } n : \text{nombre d'étage.}$$

$$N_{up} = 1,35 \times 35.26 = \mathbf{47.60 \text{ KN}}$$

- Effort normal ultime du plancher N_{upl} :

$$G_{\text{cumulé}} = 4.83 \text{ KN/m}^2 \quad Q_{\text{cumulé}} = 1 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{upl} = (1,35 \times G_{\text{cumulé}} + 1,5 \times Q_{\text{cumulé}}) \times s_{\text{aff}}$$

$$N_{upl} = (1,35 \times 4.83 + 1,5 \times 1) \times 16,62 = \mathbf{133.300 \text{ KN}}$$

$$N_u = 1,15 (N_{upl} + N_{up})$$

$$N_u = 1,15 (133.300 + 47.60) = \mathbf{208.035 \text{ KN}} \quad (\text{voir tableau Excel})$$

1) Condition de résistance:

On sait que :

➤ Section réduite de béton B_r :

$$\beta_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{\left[\theta \cdot \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \cdot \left(\frac{A}{\beta_r} \right) \cdot \sigma_s \right]} \dots (*)$$

D'après le B.A.E.L 91 modifiée 99 :

Pour un poteau rectangulaire : $B_r = (a - 2) (b - 2) \text{ cm}^2$.

β : Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs:

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

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

On se fixe un élançement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la Compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

- K : Facteur correcteur pour la durée d'application des charges $K = 1$,

Les charges étant appliquées généralement après 90 jours.

- θ : facteur de durée d'application des charges ($\theta = 1$)
- A : Section d'acier comprimés prise en compte dans le calcul.
- f_{c28} : Résistance à la compression du béton = 25 MPa
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilisé = 400 MPa

- $\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton (situation durable)
- $\gamma_s = 1,15$ Coefficient de sécurité d'acier

- $\sigma_{bc} = 0,85 \cdot (f_{c28} / \gamma_b) = 16,67 \text{ MPa}$
- $\sigma_s = (f_e / \gamma_s) = 348 \text{ MPa}$
- $\theta = 1$ (charge > 24h)

D'après les règles parasismiques algériennes RPA 99 Version 2003.

On prend $(A/Br) = 0,8\% = 0,008$ (Zone **IIa**).

$$\beta_r \geq (1,2 \cdot N_u) / \left[\left(\frac{16,67}{0,90} \right) + 0,85 \cdot \left(\frac{0,8}{100} \right) \cdot (348 / 1,15) \right]$$

Donc $B_r \geq 0,058 \cdot N_u$. $B_r \geq 0,058 \cdot 176 \cdot 100$ $B_r \geq 102,13 \text{ cm}^2$.



Donc on prend la section du poteau (40 x 40) cm²

1) conditions imposées par le RPA99 :

Pour zone IIa : on a

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \min(40, 40) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(40, 40) \geq \frac{323}{20} = 16,15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} = 1 \leq 4 \end{array} \right.$$

1) Vérification du poteau au flambement :

Selon les règles de conception et de calcul des structures en béton armé DTR B.C 2.4(CBA93)

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad \text{avec} \quad i = \sqrt{I/B}$$

I : Moment d'inertie de la section du poteau

B : Section du béton

A : Section du béton

L_f: Longueur de flambement

l₀: Longueur libre du poteau

Chapitre II DESCENTE DES CHARGES ET PREDIMENSIONNEMENT

i : rayon de giration de la section de plan de flambement

λ : l'élancement du poteau $\frac{L_f}{bi}$

$$i = b / \sqrt{12} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{b}, L_f = 0,7 \times L_0.$$

▪ **Calcul de moment d'inertie:**

$$I_x = I_y = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{40 \times 40^3}{12} = 213333 \text{ cm}^4$$

▪ **Rayons de giration i_x, i_y :**

$$i_x = i_y \sqrt{\frac{I_{xy}}{A}} \text{ Avec : } A = (a * b) = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$$

$$i_x = i_y \sqrt{\frac{21333}{1600}} = 11.55 \text{ cm}$$

▪ **Calcul de l'élancement:**

$$L_0 = 323 \text{ cm}$$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{b},$$

$$L_f = 0,7 \times L_0. L_f = 0,7 * 3.23 = 226.1 \text{ cm}$$



$$\lambda_x = \lambda_y = 226.1 \text{ cm} / 8,660 \text{ cm} = 26,109 \text{ cm}$$

26,11 cm < 35 cm Condition vérifié

Niveau	Q KN/m ²	G KN/m ²	Nu KN	Br cm ²	a cm	Section adoptée cm
Sous terrasse	1	4.83	213.01	14088	13.78	30×30
8	2,5	11.21	493.17	326.16	20.06	30×30
7	3,85	17.59	768.90	5085.3	24.55	35×35
6	5,05	23.97	1044.29	690.66	28.28	35×35
5	6,1	30.35	1115.01	737.43	29.16	40×40
4	7	63.73	1190.42	787.31	30.06	40×x40
3	7,75	43.11	1265.83	837.18	30.93	45×45
2	9,25	49.49	1346.57	890.58	31.84	45×45
1	10,75	55.87	1427.31	944	32.72	50×50
RDC	11.5	62.25	1525.10	1 008.65	33.76	50×50

Tableau II.6: Pré dimensionnement des poteaux

I .6 Pré dimensionnement des voiles :

❖ Les voiles de contreventement:

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé. Le système de contreventement utilisé dans notre cas est mixte assuré par des voiles et des portiques. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités et ils doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

Pour augmenter la rigidité de notre structure et assurer un bon contreventement, on a prévu des murs voiles, dimensionnés selon le **R.P.A**

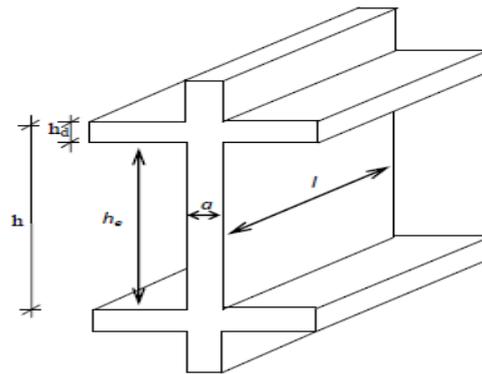


Fig. II.8: Voile de contreventement

L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois(03) conditions du **[RPA99/A.7.7.1]**

- 1) $L \geq 4a$ avec L : Largeur du voile correspondant à la portée maximale.
- 2) $a_{min} \geq 15cm$ avec a_{min} : Epaisseur minimal du voile.
- 3) Condition de rigidité aux extrémités

• Voile de contreventement:

➤ Pour le 1^{er} type voile de RDC et les étages courant:

$a \geq \frac{h_e}{22}$ Avec: h_e : Hauteur libre d'étages

$h_e = h - h_d$ Avec: h : Hauteur d'étage et h_d : Hauteur de la dalle.

$h_e = 323 - 20 = 303cm$ ➔ $\frac{303}{22} = 13.772cm$.

Niveaux	Epaisseurs cm
RDC	15
1 ^{er} au 8 ^{ème} étage	15

Tableau II.9 : épaisseurs des voiles

➤ Pour le 2^{em} type voile linéaire:

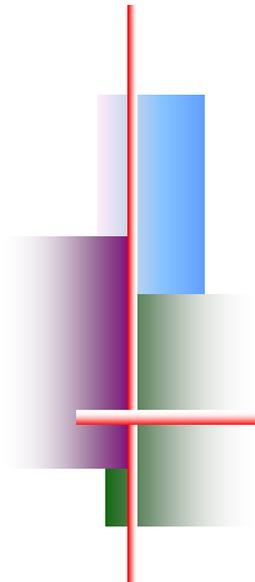
$$\frac{a}{he} \geq \frac{303}{20} = 15 \text{ cm}$$

Pour voile linéaire on adoptera une épaisseur : a= 15cm

• **Voile périphérique:**

$$\frac{a}{he} \geq \frac{303}{25} = 12.12 \text{ cm}$$

Pour voile linéaire on adoptera une épaisseur : a= 15cm



Chapitre III



Étude des planchers

 *Plancher corps creux.*

Chapitre III : Etude des planchers

III.1 Introduction:

Les planchers sont des éléments horizontaux qui s'appuient sur les éléments porteurs (poutres, murs porteurs, ...). Ils sont considérés comme des éléments infiniment rigides horizontalement. Ils jouent plusieurs rôles dans la construction, à savoir :

- résistance aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.
- reprise des efforts horizontaux dus au vent, séisme ou à la poussée des terres sur les murs voiles Périphériques et répartition de ces efforts aux éléments porteurs.
- séparation entre les différents niveaux et isolations thermique et acoustique.
- protection des personnes contre les risques d'incendie.

III.1.1 plancher à corps creux:

Ce type de plancher est constitué par des poutrelles et par des éléments de remplissage (corps creux), avec une dalle de compression. Pour notre projet, nous avons un seul type de planchers à corps creux par de hauteur 24cm, dont :

- dalle de compression de hauteur 4cm
- Corps creux (entrevous) de hauteur 20cm

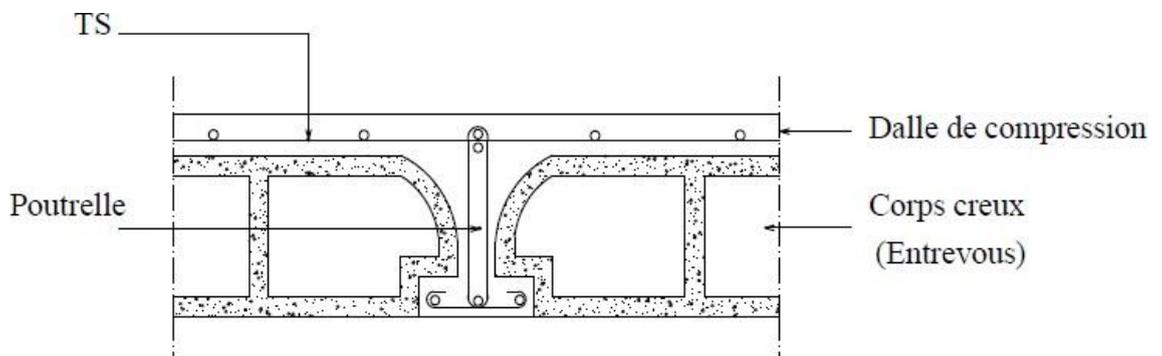


Fig. III.1: coupe transversale d'un plancher à corps creux

Détermination des dimensions des poutrelles:

Selon le **BAEL.91** les poutrelles avec la dalle de compression travaillent comme une section en **T**.

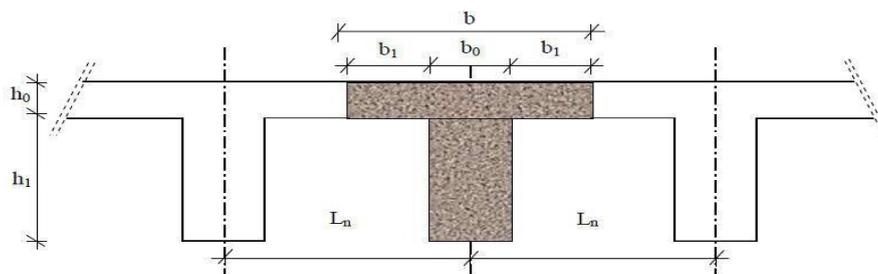


Fig.III.2 : Dimensions des poutrelles.

Selon le B.A.E.L 83[1]
$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L_n - b_o}{2} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \\ 6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \end{array} \right.$$

$$0,4ht \leq b_0 \leq 0,8ht$$

$$0,4 \times 24 \leq b_0 \leq 0,8 \times 24 \quad \square 9,6 \leq b_0 \leq 19,2$$

on prend $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b = \text{Min} (Ln - b_0 / 2 ; L / 10 ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0)$$

Avec L_n : largeur entre axe des nervures

L : Longueur de portée max

$L = 530 \text{ cm}$.

$L_n = 60 \text{ cm}$ d'après les normes Algériennes (DTR.B.C.22) : charge et surcharge d'exploitation

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (60 - 12) / 2 = 24 \text{ cm.} \\ b_1 \leq \frac{530}{10} = 53 \text{ cm.} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$b_1 = \min(24 ; 53 ; 32)$ On prendra donc $b_1 = 24 \text{ cm}$.

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

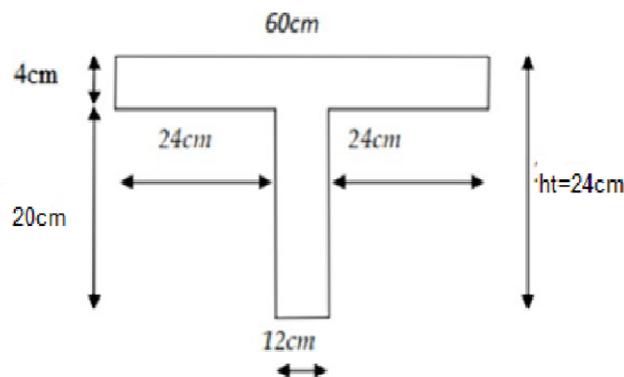


Fig. III.3 : Schéma d'une poutrelle.

• Etude de la dalle de compression : [BAEL91/B.6.8,423]

La dalle de compression à une épaisseur de 4 cm doit comporter un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles (A_{\perp}).
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles ($A_{//}$).

Chapitre III ETUDE DES PLANCHERS

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions suivantes :

- Pour l'écartement des axes des nervures inférieure ou égal à 50 cm, on a :

$$A_{\perp} \geq 200 f_e ; A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

- Pour l'écartement des axes des nervure () comprise entre 50 et 80cm, on a :

$$A_{//} \geq \left(\frac{A_{\perp}}{2} \right)$$

Avec :

L_n : Distance entre axes des nervures en (cm).

f_e : La limite d'élasticité.

La limite d'élasticité de treillis soudés pour un treillis de diamètre $\phi \leq 6 \text{ mm}$ est $f_e = 400 \text{ MPa}$

A^{\perp} : Armatures perpendiculaires aux nervures en [cm^2/ml]

$A_{//}$: armatures parallèles aux nervures en [cm^2/ml]

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles:

On a : $L_n = 60 \text{ cm}$ $f_e = 400 \text{ Mpa}$

$$50 \text{ cm} \leq L_n = 60 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on a : } A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{L_n}{f_e} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 4 \cdot \left(\frac{60}{400} \right) \Rightarrow A_{\perp} \geq 0.6 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ Choix des armatures:

$$5\Phi 5 \Rightarrow A^{\perp} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow \frac{0.98}{2} \Rightarrow A_{//} \geq 0.49 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

➤ Choix des armatures:

On prend $5\Phi 5 \Rightarrow A_{//} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Donc on adoptera un treillis soudés ; $\Phi 5 (150 \times 150) \text{ mm}^2$

▪ Etude des poutrelles:

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

Chapitre III ETUDE DES PLANCHERS

	Q (kN/ m ²)	G (kN/m ²)
Etage courant et RDC	1.5	6.38
La terrasse	1	4.83

❖ Combinaison fondamentales:

Etage courant et RDC :

$$\text{ELU : } qu = (1,35G + 1,5Q) \times L_n = (1,35 \times 6,38 + 1,5 \times 1,5) \times 0,6 = 6,52 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } qs = (G + Q) \times L_n = (6,38 + 1,5) \times 0,6 = 4,73 \text{ KN/ml}$$

Terrasse:

$$\text{ELU : } qu = (1,35G + 1,5Q) \times L_n = (1,35 \times 4,83 + 1,5 \times 1) \times 0,6 = 4,81 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } qs = (G + Q) \times L_n = (4,83 + 1) \times 0,6 = 3,50 \text{ KN/ml}$$

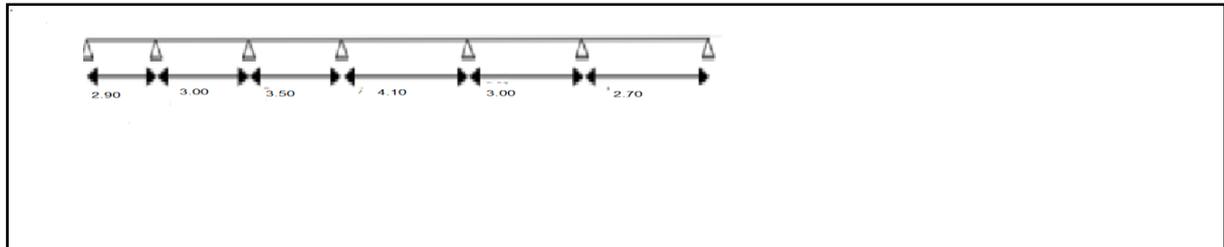
❖ Type des poutrelles:

On distingue des poutrelles dont les schémas statiques sont :

Type 1:

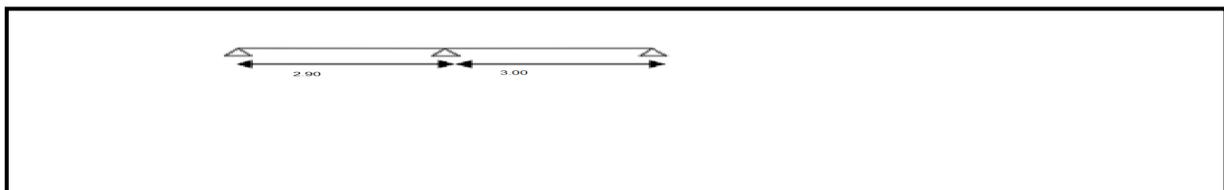
$$Qu = 6,52 \text{ KN/ml}$$

$$Qs = 4,73 \text{ KN/ml}$$



Type 2: $Qu = 6,52 \text{ KN/ml}$

$$Qs = 4,73 \text{ KN/ml}$$



Chapitre III ETUDE DES PLANCHERS

Type 3 $Q_u=6.52\text{KN/ml}$

$Q_s=4.73\text{KN/ml}$



Type 4:

$Q_u=6.52\text{KN/ml}$

$Q_s=4.73\text{KN/ml}$



Fig. III.4 : Schéma statique des différents types de poutrelle

- **Détermination des sollicitations des poutrelles:**

D'après le **B.A.E.L 91** pour la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, on utilise l'une des trois méthodes :

- ❖ Méthode forfaitaire.
- ❖ Méthode de Caquot.
- ❖ Méthode des trois moments.

➤ **Condition d'application de la méthode forfaitaire:**

Un planche est dit à charge d'exploitation modérée si :

- ❖ la surcharge d'exploitation : $p \leq \min (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- ❖ Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées.
- ❖ Pour les portées successives, il faut vérifier:

Chapitre III ETUDE DES PLANCHERS

$$0,8 \leq \frac{1_i}{1_i + 1} \leq 1,25$$

- ❖ La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Si les 4 conditions ne sont pas vérifiées, les calculs devront se faire par la méthode des 3 moments.

❖ Vérification des conditions d'applications de la méthode forfaitaire:

- $Q=1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(2 \times 6.38=12.76 \text{ KN/m}^2 ; 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2 \square \text{cv}$
- Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées $\Rightarrow \text{cv}$
- Le rapport des longueurs entre deux travées successives doit être:
 $0,8 \leq (2.90/3.00)=0.97 \leq 1,25 \Rightarrow \text{cv}$
- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable $\Rightarrow \text{cv}$

Conclusion :

Les 4 conditions sont vérifiées pour tous les types de notre structure, donc on peut utiliser la méthode forfaitaire.

Application de la méthode forfaitaire:

Exemple de calcul :

- **Poutrelle Type 1:**



$$Q_u = 6.52 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s = 4.73 \text{ KN/ml}$$

Fig. III.5 : Schéma statique de poutrelle type 1.

Moment en appuis:

- **Etat limite ultime ELU:**

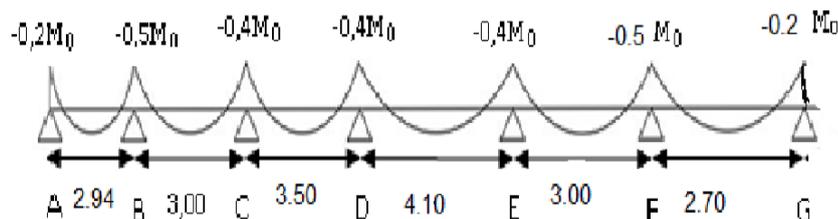


Fig. III.6 : diagramme des moments fléchissant pour la poutrelle type 01.

$$\{M_{0(A-B)} = \frac{qL^2AB}{8} = \frac{6.52 \times 2.90^2}{8} = 6.85KN.m$$
$$M_A = 0.2 \times 6.58 = -1.37KN.m$$

$$\{M_{0(B-c)} = \frac{qL^2BC}{8} = \frac{6.52 \times 3.00^2}{8} = 7.335KN.m$$
$$M_B = 0.5 \times 7.335 = -3.6675KN.m$$

$$\{M_{0(c-D)} = \frac{qL^2CD}{8} = \frac{6.52 \times 3.50^2}{8} = 9.9837KN.m$$
$$M_c = 0.4 \times 9.9837 = -3.9935KN.m$$

$$\{M_{0(D-E)} = \frac{qL^2DE}{8} = \frac{6.52 \times 4.10^2}{8} = 13.7001KN.m$$
$$M_D = 0.4 \times 13.7001 = 5.4800KN.m$$

$$\{M_{0(E-F)} = \frac{qL^2EF}{8} = \frac{6.52 \times 3.00^2}{8} = 7.335KN.m$$
$$M_E = 0.4 \times 7.335 = 2.934KN.m$$

$$\{M_{0(F-G)} = \frac{qL^2FG}{8} = \frac{6.52 \times 2.70^2}{8} = 5.9413KN.m$$
$$M_F = 0.5 \times 5.9413 = -2.9707KN.m$$

$$\{M_{0(G-H)} = \frac{qL^2GH}{8} = \frac{6.52 \times 2.90^2}{8} = 6.85KN.m$$
$$M_G = 0.2 \times 6.58 = -1.37KN.m$$

➤ **Etat limite service ELS :**

$$\{M_{0(A-B)} = \frac{qL^2AB}{8} = \frac{4.73 \times 2.90^2}{8} = 4.9724KN.m$$
$$M_A = 0.2 \times 4.9724 = 0.9945KN.m$$

$$\{M_{0(B-c)} = \frac{qL^2BC}{8} = \frac{4.73 \times 3.00^2}{8} = 5.3213KN.m$$
$$M_B = 0.5 \times 5.3213 = -2.6606KN.m$$

$$\{M_{0(c-D)} = \frac{qL^2CD}{8} = \frac{4.73 \times 3.50^2}{8} = 7.2428KN.m$$
$$M_c = 0.4 \times 7.2428 = -2.8971KN.m$$

$$\{M_{0(D-E)} = \frac{qL^2DE}{8} = \frac{4.73 \times 4.10^2}{8} = 9.9389KN.m$$
$$M_D = 0.4 \times 9.9389 = 3.9755KN.m$$

$$\{M_{0(E-F)} = \frac{qL^2EF}{8} = \frac{4.73 \times 3.00^2}{8} = 5.3212KN.m$$
$$M_E = 0.4 \times 5.3212 = 2.1285KN.m$$

$$\{M_{0(F-G)} = \frac{qL^2FG}{8} = \frac{4.73 \times 2.70^2}{8} = 4.3102 \text{KN.m}$$

$$M_F = 0.5 \times 4.3102 = -2.1551 \text{KN.m}$$

$$\{M_{0(G-H)} = \frac{qL^2GH}{8} = \frac{4.73 \times 2.90^2}{8} = 4.9724 \text{KN.m}$$

$$M_G = 0.2 \times 4.9724 = 0.9945 \text{KN.m}$$

- Moments fléchissant en travées :

➤ **Etat limite ultime ELU:**

$$\alpha = (Q/Q+G) = (1.5/1.5+6.38) = 0.19 \Rightarrow 0 \leq \alpha = 0.19 \leq 2/3 \dots CV$$

$$M_T + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max [(1+0.3\alpha) M ; 1.05M] \Rightarrow M \geq -\left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) + \max [(1+0.3\alpha) M ; 1.05M]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée de rive} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Dans le cas d'une travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

- **Travée de rive A-B:**

$$M_t \geq \left(\frac{1.3700+3.6675}{2}\right) + \max [(1 + 0.3 \times 0.19) ; 1.05] M_0 = -2.5188 + 7.2405 = 4.7217 \text{KN.m}$$

$$M_t > \left(\frac{1.2+0.3\alpha}{2}\right) M_0 = 0.63 M_0 = 4.3155 \text{KN.m} \text{ on prend } \quad \mathbf{M_t = 4.7217 \text{KN.m}}$$

- **Travée intermédiaire B-C**

$$M_t \geq \left(\frac{3.6675+3.9935}{2}\right) + \max [(1 + 0.3 \times 0.19) ; 1.05] M_0 = 3.8305 + 7.75307 = 3.9225 \text{KN.m}$$

$$M_t > \left(\frac{1+0.3\alpha}{2}\right) M_0 = 0.53 M_0 = 3.8875 \text{KN.m} \text{ on prend } \quad \mathbf{M_t = 3.9225 \text{KN.m}}$$

- **Travée intermédiaire C-D:**

$$M_t \geq \left(\frac{3.9935+5.4800}{2}\right) + \max [(1 + 0.3 \times 0.19) ; 1.05] M_0 = -4.7368 + 10.5528 = 5.8160 \text{KN.m}$$

$$M_t > \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 = 0,53M_0 = 5,2914 \text{KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 5.8160KN.m}$$

- Travée intermédiaire D-E:

$$M_t \geq \left(\frac{5.4800+2.934}{2}\right) + \max [(1 + 0,3 \times 0,19) ; 1,05] M_0 = -4.207 + 14.4810 = 10.274 \text{KN.m}$$

$$M_t > \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 = 0,53M_0 = 7,2610 \text{KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 10.274KN.m}$$

- Travée intermédiaire E-F:

$$M_t \geq \left(\frac{2.934+2.9707}{2}\right) + \max [(1 + 0,3 \times 0,19) ; 1,05] M_0 = -2.9524 + 7.7530 = 4.8006 \text{KN.m}$$

$$M_t > \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 = 0,53M_0 = 3.8876 \text{KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 4.8006KN.m}$$

- Travée intermédiaire F-G

-

$$M_t \geq \left(\frac{2.9707+1.4089}{2}\right) + \max [(1 + 0,3 \times 0,19) ; 1,05] M_0 = 2.1898 + 6.2800 = 4.0902 \text{KN.m}$$

$$M_t > \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 = 0,63M_0 = 3.7430 \text{KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 4.0902KN.m}$$

➤ **Etat limite service ELS:**

- Travée de rive A-B:

$$M_t \geq \left(\frac{0.9945+2.6606}{2}\right) + \max [(1 + 0,3 \times 0,19) ; 1,05] M_0 = -1.828 + 5.2558 = 3.4278 \text{KN.m}$$

$$M_t > \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_0 = 0,63M_0 = 3.1326 \text{KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 3.4278KN.m}$$

- Travée intermédiaire B-C

$$M_t \geq \left(\frac{2.6606+2.8971}{2}\right) + \max [(1 + 0,3 \times 0,19) ; 1,05] M_0 = 2.7789 + 5.6246 = 2.8457 \text{KN.m}$$

$$M_t > \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 = 0,53M_0 = 2.8203 \text{KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 2.8457KN.m}$$

- Travée intermédiaire C-D:

$$M_t \geq \left(\frac{2.8971+3.9755}{2}\right) + \max [(1 + 0,3 \times 0,19) ; 1,05] M_0 = -3.4363 + 7.6556 = 4.2193 \text{KN.m}$$

$$M_t > \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 = 0,53M_0 = 3,8387 \text{KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 4,2193KN.m}$$

- Travée intermédiaire D-E:

$$M_t \geq \left(\frac{3.9755+2.1285}{2}\right) + \max [(1 + 0,3 \times 0,19) ; 1,05] M_0 = -6.104 + 10.5054 = 4.4014 \text{KN.m}$$

Chapitre III ETUDE DES PLANCHERS

$$M_t > \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 = 0,53M_0 = 5.2676 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 5.2676 \text{ KN.m}}$$

- **Travée intermédiaire E-F:**

$$M_t \geq \left(\frac{2.1285+2.1551}{2}\right) + \max [(1 + 0,3 \times 0,19) ; 1,05] M_0 = -4,2836 + 5.6245 = 1.3409 \text{ KN.m}$$

$$M_t > \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 = 0,53M_0 = 2.8202 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 2.8202 \text{ KN.m}}$$

- **Travée intermédiaire F-G**

-

$$M_t \geq \left(\frac{4,4240+4,4240}{2}\right) + \max [(1 + 0,3 \times 0,19) ; 1,05] M_0 = -1.5886 + 4.5559 = 2.9673 \text{ KN.m}$$

$$M_t > \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 = 0,63M_0 = 2.7154 \text{ KN.m} \quad \text{on prend} \quad \mathbf{M_t = 2.9673 \text{ KN.m}}$$

- **Calcul de l'effort tranchant (T):**

➤ **Etat limite ultime ELU:**

➤ **Travée A-B:**

$$\begin{cases} T_A = ql/2 = (6.52 \times 2.90)/2 = 9.54 \text{ KN} \\ T_B = -1.10 \times (ql/2) = -1.10 \times (9.54) = -10.49 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Travée B-C**

$$\begin{cases} T_B = 1,10 \times (ql/2) = 1.10 \times (6.52 \times 3.00)/2 = 10.76 \text{ KN} \\ T_C = -1,10 \times (ql/2) = -11.84 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Travée C-D:**

$$\begin{cases} T_C = 1,10 \times (ql/2) = 1.10 \times (6.52 \times 3.50)/2 = 11.41 \text{ KN} \\ T_D = -1,10 \times (ql/2) = -12.54 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Travée D-E:**

$$\begin{cases} T_D = 1,10 \times (ql/2) = 1.10 \times (6.52 \times 4,10)/2 = 13,37 \text{ KN} \\ T_E = -1,10 \times (ql/2) = -14,70 \text{ KN} \end{cases}$$

➤ **Travée E-F :**

$$T_E = 1,10 * (ql/2) = 1,10 * (6,52 * 3,00) / 2 = 21,52 \text{ KN}$$

$$T_F = -1,10 * (ql/2) = -23,67 \text{ KN}$$

➤ **Travée F-G:**

$$T_F = 1,10 * (ql/2) = 1,10 * (6,52 * 2,70) / 2 = 19,36 \text{ KN}$$

$$T_G = -(ql/2) = -(6,52 * 2,70) / 2 = -8,80 \text{ KN}$$

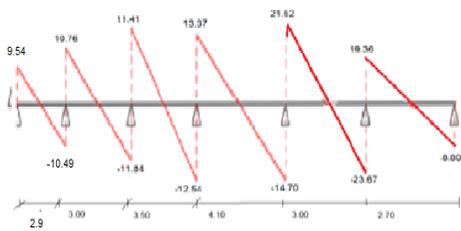


Fig.III.7 : diagramme des efforts tranchant à ELU pour la poutrelle type 01.

➤ **Etat limite service ELS:**

En KN

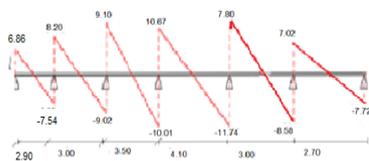


Fig.II

I.8 : diagramme des efforts tranchant à ELS pour la poutrelle type 01.

Sollicitations types	Moment en travée [Kg.m]		Moment en appui [Kg.m]		Effort tranchant [Kg]	
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
1	899.94	652.82	118.79	86.17	1336.15	969.24
2	481.83	562.37	137.04	99.41	1124.32	815.58
3	481.83	425.20	118.79	86.17	1011.89	734.20
4	974.44	702.49	119.53	86.17	1344.45	969.24

Tableau.III.1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.

➤ Calcul de ferrailage:

✓ Etat limite ultime ELU:

M_t : Moment fléchissant équilibré par la table de compression.

- Si $M_T \leq M_{max}$: la zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en T.
- Si $M_T > M_{max}$: La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera considérée comme une section rectangulaire ($b \times h$)

➤ En travée:

Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

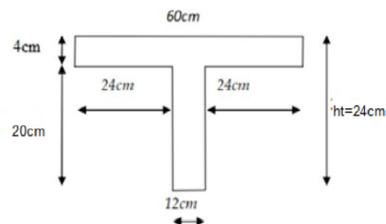


Fig. III.9 : dimensions des poutrelles.

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,5 \\ \gamma_b = 1,15 \\ F_{\acute{e}E} = 400 \text{ Mpa} \\ F_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ F_{t28} = 2.1 \text{ Mpa} \\ \sigma_b = 12 \text{ Mp} \\ \sigma_s = 348 \text{ Mpa} \\ \\ b=60\text{cm} ; h_0= 4 \text{ cm} ; d= 0,9h=21.6\text{cm} \\ \\ M_{tab}=12*60*4*(21.6-(4/2))=56448\text{N.m} \\ M_{tab}=5644.8\text{N.m} < 9744.4 \text{ N.m} \end{array} \right.$$

- $M_{tab}=5644.8\text{N.m} < M_{Tmax}=9744.4\text{N.m}$: La zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en Té.

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A'):**

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{9744.4}{60 \cdot 21,6^2 \cdot 14} = 0,025$$

$\mu = 0,025 < 0,392$ (Acier FeE400) → pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0,032$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha \Rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9744.4}{0.987 \cdot 21.6 \cdot 348} = 1,31 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A \text{ adoptif} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1.56 \text{ cm}^2$$

Choix: 4T8 $A=2.01\text{cm}^2 \longrightarrow$

- **En appui :**

La zone comprimée se trouve dans la nervure et la section des calculs sera une section en Té.

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A'):**

Chapitre III ETUDE DES PLANCHERS

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{1195.3}{12 \cdot 21.6^2 \cdot 14} = 0,015$$

$\mu = 0,092 < 0,392$ (Acier FeE400) \rightarrow pivot A : Donc les armatures comprimées A' ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,019$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha \Rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_s = \frac{M_{u \max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} A = \frac{1195.3}{0,992 \cdot 21.6 \cdot 348} = 0.16 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow$$

➤ **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{fe} = 0,23 \times 12 \times 21.6 \times \frac{2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

A adoptif = max(Acal ; Amin) = 0.31 cm²

Choix : 1T12 $\rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2$

✓ **Etat limite services ELS:**

Comme la fissuration est considérée comme préjudiciable, donc il n'y a aucune vérification à effectuer concernant σ_s :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fissurations peut préjudiciables} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FeE400} \end{array} \right. \quad \text{Si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} \quad \Rightarrow$$

En travée :

$$M_u = 4,24 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 3,02 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{9744.4}{7024.9} = 1.39$$

$$\alpha = 0,019 < 0,45 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

En Appuis :

$$M_u = 1195.3 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 994.1 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{1195.3}{994.1} = 1,20$$

$$\alpha = 0,032 < 0,35 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U conviennent à l'E.L.S.

❖ Conclusion:

Les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS

• Calcul des armatures transversales :

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

D'après le B.A.E.L 83, la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\delta_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (3,33 ; 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{13444,5}{120 \times 216} = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,52 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{c.v}$$

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

c) inférieures :

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$

$$A = 2,36 \geq \frac{1,15}{400} \left(13776 + \frac{12214}{0,9 \times 18} \right) \times 10^{-2} = 0,42 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

d) vérification au cisaillement

$$\tau_u \leq \tau_u \text{ [BAEL91r99]}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13776}{120 \times 180} = 0,64 \text{ MPa [BAEL91r99 /art – A. 5. 1, 1]}$$

Fissuration peut nuisible :

$$\text{Contrainte tangente limite } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{v_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,67 \text{ MPa [BAEL91r99 /art – A. 5. 1, 21]}$$

$$\tau_u = 0,64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,67 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) Les armatures transversales:

• Diamètre des armatures transversales:

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi 1 \frac{b_0}{10} \right) \text{ [BAEL91r99 /art – A. 5. 1, 22]}$$

35

Avec:

H: hauteur totale de la poutrelle.

Chapitre III ETUDE DES PLANCHERS

$\emptyset l$: diamètre maximal des armatures longitudinales 12 cm.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\emptyset t \leq \min(0,57; 12; 1,2) \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad \emptyset t \leq 0,57 \text{ cm}^2$$

On prend $\emptyset t = 8$ mm avec une nuance d'acier FeE235

$$\text{Choix: } 1\emptyset 8 \quad \longrightarrow \quad A_t = 0,50 \text{ cm}^2$$

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

$$\left[\begin{array}{l} \frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \cdot f_{ij} \cdot K}{0,9 \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{Avec: } K = 1 \quad \text{pas de reprise de betonage} \\ S_t \leq \min \{ 0,9 \cdot d; 40 \text{ cm} \} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 90^\circ \quad \text{et} \quad \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

Donc :

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \Rightarrow \delta_{t1} \leq 78,33 \text{ cm}$$

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

$$\delta_{t2} \leq \min(16,2; 40 \text{ cm}) \Rightarrow \delta_{t2} \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \sin \alpha \cdot 0,4}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{0,5 \cdot 235}{12 \times 0,4} \Rightarrow \delta_{t3} \leq 24,48 \text{ cm}$$

$$\delta_t \leq \min(\delta_{t1}, \delta_{t2}, \delta_{t3})$$

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

Calcul de la flèche:

La vérification de la flèche se fait à E.L.S

Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire [BAEL 91r 99 / B.6.5, 2]:

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{410} = 0,048 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.N.V$$

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t\text{service}}}{M_{a\text{service}}} \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{410} = 0,048 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{9744,4}{994,1} = 0,980 \rightarrow C.N.V$$

$$\frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0156 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow C.N.V$$

Avec L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t\text{service}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a\text{service}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa)

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

G : charge permanente après mise en place des cloisons.

P : charge totale ($P = G +$ charge d'exploitation).

J : charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6,38 \text{ KN/m}^2 \\ P = 6,38 + 1,50 = 7,88 \text{ KN/m}^2 \\ J = 6,38 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \text{ Pour } b = 0,60 \text{ m} \left\{ \begin{array}{l} G = 6,38 \times 0,60 = 3,828 \text{ kN/ml} \\ P = 7,88 \times 0,60 = 4,728 \text{ kN/ml} \\ J = 6,38 \times 0,60 = 3,828 \text{ kN/ml} \end{array} \right.$$

- **Calcul des moments fléchissant:**

$$\begin{cases} M_G = 0,71 \cdot \frac{G \cdot L^2}{8} = 0,71 \cdot \frac{3828 \times (4,74)^2}{8} = 6788,21 \text{ N.m.} \\ M_P = 0,71 \cdot \frac{P \cdot L^2}{8} = 0,71 \cdot \frac{4728 \times (4,74)^2}{8} = 9427,63 \text{ N.m.} \\ M_J = 0,71 \cdot \frac{J \cdot L^2}{8} = 0,71 \cdot \frac{3828 \times (4,74)^2}{8} = 6788,21 \text{ N.m.} \end{cases}$$

- ✚ **Module du modèle de déformation longitudinale :**

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \cdot \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

- ❖ **Détermination du centre de gravité:**

$$y_G = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} = \frac{(b \cdot h_0) \cdot (h_0/2 + h - h_0) + [(h - h_0)b_0 \cdot (h - h_0)/2] + \eta \cdot A_s \cdot c}{(b \cdot h_0) + (h - h_0)b_0 + \eta \cdot A_s}$$

$$y_G = \frac{(60 \cdot 4)(2 + 20 - 4) + [(20 - 4) \cdot 12 \cdot (20 - 4)/2] + 15 \cdot 2 \cdot 01 \cdot 15}{(60 \cdot 4) + (20 - 4) \cdot 12 + 15 \cdot 2 \cdot 01}$$

$$y_G = 12,50$$

- ✓ **Détermination du moment d'inertie:**

$$I_g = \frac{b y_G^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h_0)^3}{3} + \frac{b_0 (h_t - y_G)^3}{3} + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_g = \frac{60 \cdot (12,50)^3}{3} - \frac{(60 - 12) \cdot (12,50 - 4)^3}{3} + \frac{12 \cdot (20 - 12,50)^3}{3} + 15 \cdot 2 \cdot 01 \cdot (15 - 12,50)^2$$

$$I_g = 50764,44 \text{ cm}^4$$

Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{2,01}{12 \times 18} = 0,093$$

D'après le B.A.E.L 83 : $\rho_1 = \rho \cdot 100 = 9.3 \longrightarrow \beta_1 = 0,870$

- **Calcul des contraintes suivent les sollicitations:**

$$\sigma_{sg} \frac{M_c}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{3828}{2.01 \times 0.870 \times 18} = 121.16 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} \frac{M_p}{A \cdot \beta \cdot d} = \frac{4728}{2.01 \times 0.870 \times 18} = 150.20 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = \sigma_{sg} = 121,16 \text{ Mpa}$$

- **Calcul de μ_g , μ_p , μ_j :**

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,093 \times 121,16 + 2,1} \right] = 0,92$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,093 \times 150,20 + 2,1} \right] = 0,94$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \times 0,093 \times 121,16 + 2,1} \right] = 0,92$$

- **Calcul des moments d'inertie fictifs:**

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \cdot 0,093} = 0,434$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \cdot \frac{b_0}{b}\right) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \cdot \frac{12}{60}\right) \times 0,093} = 0,174$$

$$I_{fi}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \cdot 5076444}{(1 + 0,434 \times 0,92)} = 3990686,925 \text{ cm}^4$$

Chapitre III ETUDE DES PLANCHERS

$$I_{fv}^g = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_v \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \cdot 5076444}{(1 + 0,174 \times 0,92)} = 4813537,342 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^p = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_p)} = \frac{1,1 \cdot 5076444}{(1 + 0,434 \times 0,94)} = 3966084,548 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi}^j = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_j)} = \frac{1,1 \cdot 5076444}{(1 + 0,434 \times 0,92)} = 3990686,925 \text{ cm}^4$$

✓ Calcul de flèche (total et admissible):

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^g} = \frac{6788,21 \times 474^2}{10 \times 32164,19 \times 3990688,925} = 0,119 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}^g} = \frac{6788,21 \times 474^2}{10 \times 10818,86 \times 4813537,342} = 0,293 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fi}^p} = \frac{9427,63 \times 474^2}{10 \times 32164,19 \times 3966084,548} = 0,166 \text{ m}$$

III.3.2- la flèche totale :

$$\Delta f_t = [f_{gv} - f_{gi}] + [f_{pi} - f_{gi}] = (0,293 - 0,119) + (0,166 - 0,119)$$

$$\Delta f_t = 0,221 \text{ cm}$$

III.3.3 la flèche admissible :

Pour $L=474 \text{ cm} < 500 \text{ cm} \dots \Delta f_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{474}{500} = 0,9 \text{ cm}$

Donc : $\Delta f_t = 0,221 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,9 \text{ cm} \longrightarrow$ la flèche est vérifiée.

		M [KN.m]	Al [cm ²]	Choix des armatures	A _t
En travée	ELU	9744.4	1.56 cm ²	4T8 A=2,01 cm ²	1Ø8 A _t =0,50 cm ²
	ELS	3020	vérifiée		
EN appui	ELU	1195.3	0.31	1T12 A=1,13cm ²	
	ELS	994100	vérifiée		

Fig. III.13 : ferrailage de poutrelle en appui

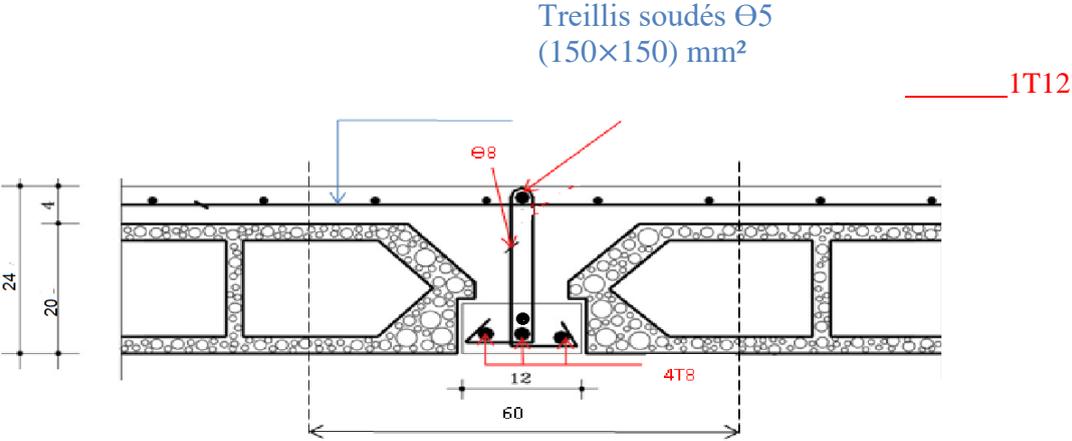


Fig. III.13 : ferrailage de poutrelle en appui

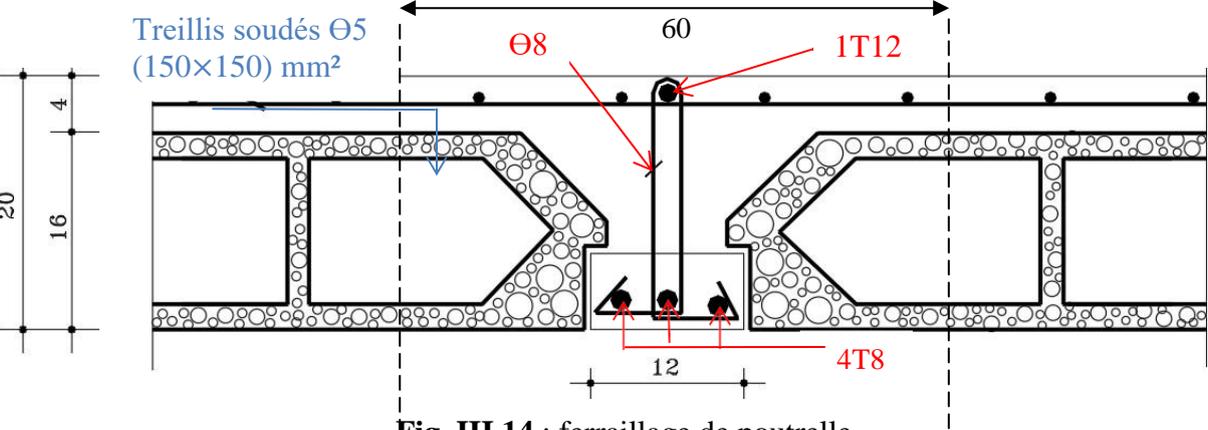
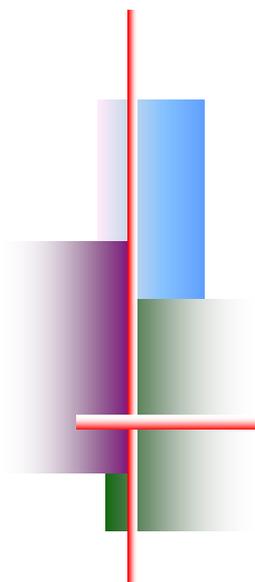
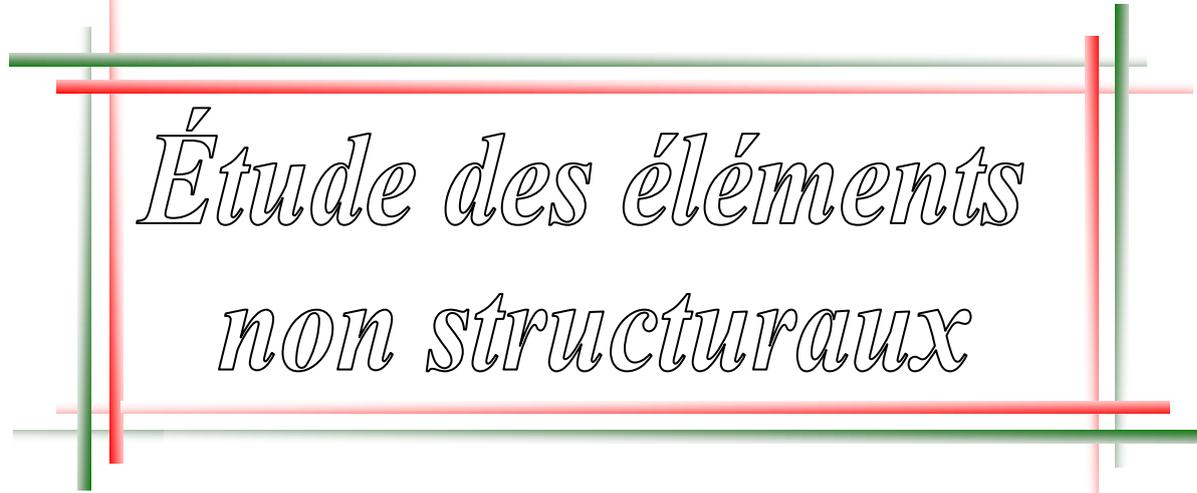


Fig. III.14 : ferrailage de poutrelle



Chapitre IV



Étude des éléments non structuraux

 *Escaliers.*

 *Acrotère.*

 *Balcon.*

Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1 Introduction:

Les éléments secondaires sont les éléments qui ne font pas partie du système de contreventement, leur calcul se fait généralement sous des actions permanentes et surcharges d'exploitations, cependant ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

IV.1.1 Etude de l'acrotère :

Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé qui coiffe la de toiture, il a pour rôle :

- Protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale
- La sécurité des gens, personne

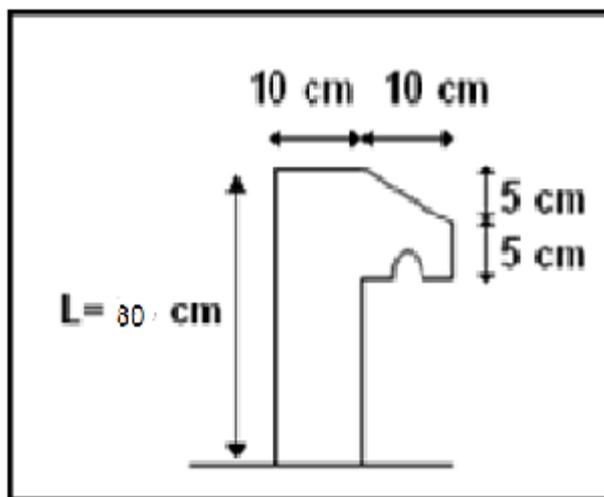


Fig. IV.1 : Dimension de l'acrotère

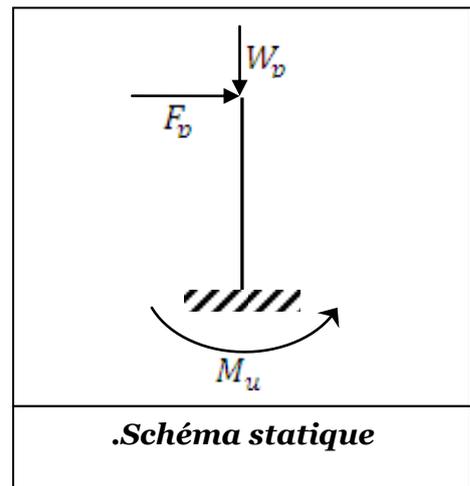


Fig. IV.2 : schéma statique

Calcul du ferrailage:

L'acrotère est assimilé à une console verticale encastree à sa base au planche terrasse.

Il est soumis à un effort normal de compression dû à son poids propre W_p et un moment dû à une force horizontale F_p donnée par le RPA99 (version 2003).

Le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur et une épaisseur de 10 cm en flexion composée.

La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

Détermination de l'effort due au séisme:

D'après le **RPA99V2003** (Article 6.2.3) les éléments non structuraux doivent être Calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante :

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

Avec :

A: coefficient d'accélération de zone (zone IIa), groupe 2 on prend **A =0,15**

C_p : facteur de force horizontale (élément en console). **CP =0,80**

W_p: poids de l'acrotère

S : la surface de l'acrotère :

$$S = \frac{0.05 \times 0.1}{2} + (0.05 \times 0.1) + 0.8 \times 0.1 = 0.0875m^2$$

$$W_p = 0,0675 \times 25 = 2.1875 \text{ KN/ml.}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 2.1875 \Rightarrow F_p = 1.05 \text{ KN/ml}$$

Détermination des sollicitations:

<i>E.L.U</i>		
La charge permanente ultime	$N_u = 1,35W_p$	2.9531 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_u = 1,5F_p$	1.575KN
Moment d'encastrement	$M_u = hQ_u$	1.26KN.m

<i>E.L.S</i>		
La charge permanente ultime	$N_s = W_p$	2.1875 KN
La surcharge d'exploitation ultime	$Q_s = F_p$	1.05KN
Moment d'encastrement	$M_s = hQ_s$	0.84KN.m

Détermination de la section des armatures:

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

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

D'après le BAEL91 (page 168)

✓ **Etat limite ultime (ELU):**

$$e_u = \frac{u}{N_u} = \frac{1.26}{2.9531} = 0.43m$$

$$e_u = 0.43 > \frac{h_c}{2} = \frac{0.1}{2} \cdot 0.02 = 0.03m$$

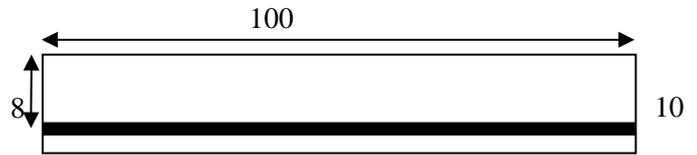


Fig. IV.3 : section de calcul del'acrotère

⇒ L'effort normal est un effort de compression se trouve à l'extérieur de la section ;

⇒ La section est partiellement comprimée (S.P.C) ; donc le calcul se fait en flexion simple avec un moment fictifs Mu calculé par rapport aux armatures tendues.

$$M_f = N_u \times (e + \frac{h}{2} - c) = 2.9531 * (0,43 + (0.1/2) - 0.02) = 1.3584 \text{ KN.m}$$

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

✓ **Etat limite ultime (ELU):**

$$u = \frac{M_f}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1.3584 \times 10^3}{12 \times 100 \times 8^2} = 0.018$$

$$\mu = 0,018 < \mu_l = 0,392 (\text{Acier FeE400})$$

⇒ A' n'existe pas

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.023$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha \Rightarrow \beta = 0.990$$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{1.3584 \times 10^5}{12 \times 100 \times 8} = 0.49 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

• **Sollicitation réelle (flexion composé):**

$$A = A_1 = \frac{M_u}{100 \cdot \sigma_s} = 0.49 - \frac{2.9531 \times 10^3}{100 \times 348} = 0.40 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

$$A' = 0$$

✓ **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \frac{ft28}{f_e}$$

$$ft28 = 0,6 + 0,06 \times f_c28 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2 / \text{mL}$$

Choix des armatures : 5T5 — ~~At=0.98cm²~~

✓ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{0.966}{4} = 0,242 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures : 2T10 —→ At= 1.57 cm²

✓ Etat limite de service (ELS):

Vérification des contraintes de cisaillement:

Suivant l'article A.5.1.1 des règles BAEL91 modifié 99, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \text{Min}(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa})$$

Contrainte tangente : $\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}$

$T_{max} = 1,5 \times F_p = 1,5 \times 1.05 = 1575 \text{ N}$

$$\tau_u = \frac{1575}{100 \times 100 \times 0.08} = 1.9688 \text{ Mpa}$$

Contrainte tangente limite : $\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa})$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

- $\bar{\tau}_u = 1.9688 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \dots \dots \dots CV$
- Il n'y a pas de reprise de bétonnage

⇒ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

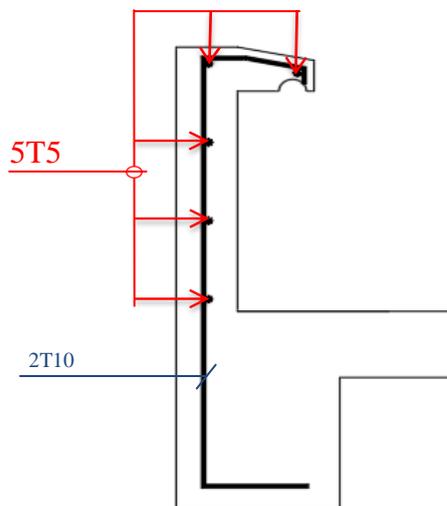


Fig. IV.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

IV.2 Etude des escaliers

IV.2.1 Introduction:

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, Elles seront en béton armé ou métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en Béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

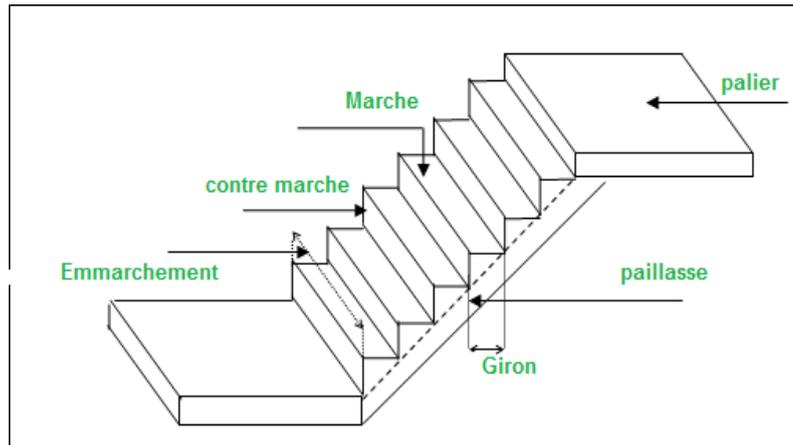


Fig. IV.5 : Schéma d'un escalier.

IV.2.2 Pré dimensionnement d'escalier:

Dans notre projet on a un seul type d'escalier, qui est un escalier droit en béton armé.

Type1 : Escalier à paillasse avec un seul palier s'appuyant sur les éléments de résistance

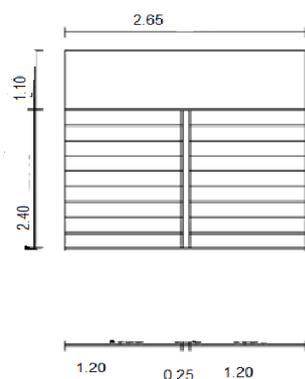


Fig. IV.6 : vue en plan de la cage d'escalier

Type 1:

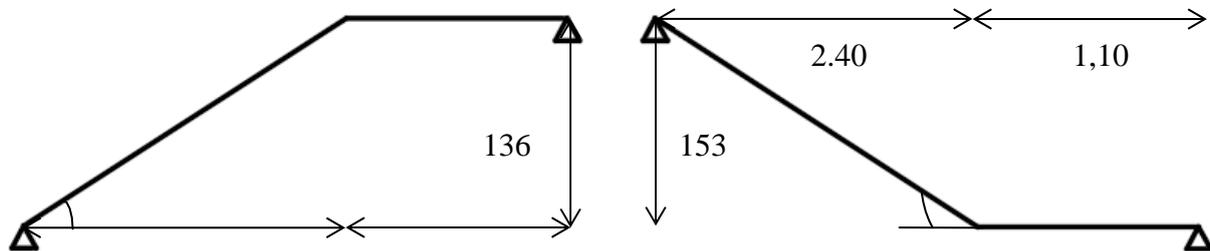


Fig. IV.7 : schéma statique d'escalier

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches « g et h » on utilise la relation de :

BLONDEL : $60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$ Avec : $16 < h < 18$ $\Rightarrow h = 17 \text{ cm}$

Donc : $25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm} \Rightarrow g = 30 \text{ cm}$

$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 60 \text{ cm} \leq (2 \times 17 + 30) = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

• N_c : nombre de contre marche: $N = (H/h) = 153/17 = 9$ **$N_c = 9$** contremarches.

• n : nombre de marche: $n - 1 = 9 - 1 = 8$ $\Rightarrow n = 8$ marches.

• L'angle d'inclinaison : $\text{tg} \alpha = \frac{153}{240} = 0,638$ $\Rightarrow \alpha = 32,54^\circ$ (Bonne).

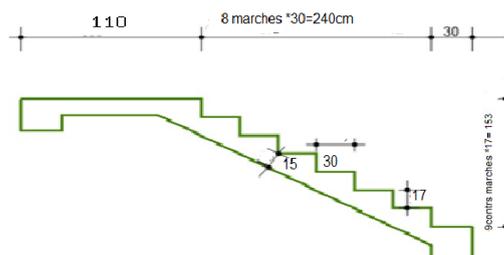
• L'épaisseur de la paillasse et de palier :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20}; \text{ on a } l = \frac{284.62}{\cos \alpha} = 3.38 \text{ cm}$$

$$L_{pai} = \sqrt{153^2 + 240^2} \Rightarrow L_{pai} = 284.62 \text{ cm}$$

$$\frac{284.62}{30} < ep < \frac{284.62}{20} \Rightarrow 9.49 \leq ep \leq 14.23 \text{ On prende } = 15 \text{ cm}$$

On prende $e_{palier} = e_{paillasse} = 15 \text{ cm}$



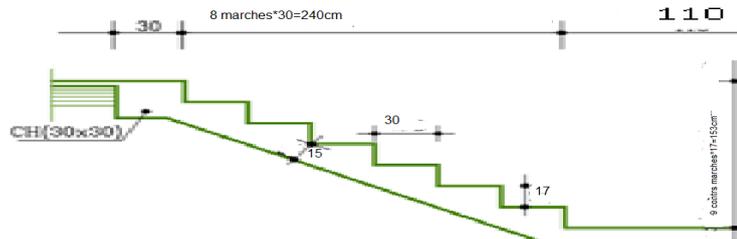


Fig. IV.8 :schéma D'escalier

IV.2.3 Descente de charge :

a. Volées type 1 et 2

Désignation	Ep(m)	Poids volumique KN/m ³	G(KN/m ²)
Carrelage horizontal	0,02	20	0,40
Mortier de pose horizontal	0,02	20	0,40
Lit de sable fin	0,02	18	0,36
Carrelage vertical ep x 20 x h/g	0,02	20	0,23
Paillasse en BA ep x 25/cos α	0,15	25	4,31
Marches en BA	0,30	22	1,78
Garde-corps	0,10	1	0,10
Enduit en plâtre	0,02	10	0,23
Charge permanente	G=7,81 KN/m²		
Charge d'exploitation	Q=2,50KN/m²		

Tableau IV.1 : descente de charge volées type 1 et 2

• **Combinaisons fondamentales:**

- Etat limite ultime (E L U):

$$q_{u\text{vol}} = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 14,29 \text{ KN/ml}$$

- Etat limite service (E L S):

$$q_{s\text{vol}} = (G + Q) \times 1 = 10,31 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Palier:**

Désignation	Ep(m)	Poids volumique KN/m ³	G (KN/m ³)
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Enduit en ciment sous palier	0,02	10	0,20
Poids propre du palier ep×25	0,15	25	3,5
Lit de sable fin	0,02	18	0,36
Charge permanente			G=4.86KN/m²
Charge d'exploitation			Q=2,50KN/m²

Tableau IV.2 : descente de charge palier type 1 et 2

•Etat limite ultime (E L U):

$$q_{upalier} = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 10,31 \text{ KN/ml}$$

•Etat limite service (E L S):

$$q_{serpalier} = (G + Q) \times 1 = 7,36 \text{ KN/ml.}$$

Détermination des sollicitations:

➤ **Etat limite ultime (E L U):**

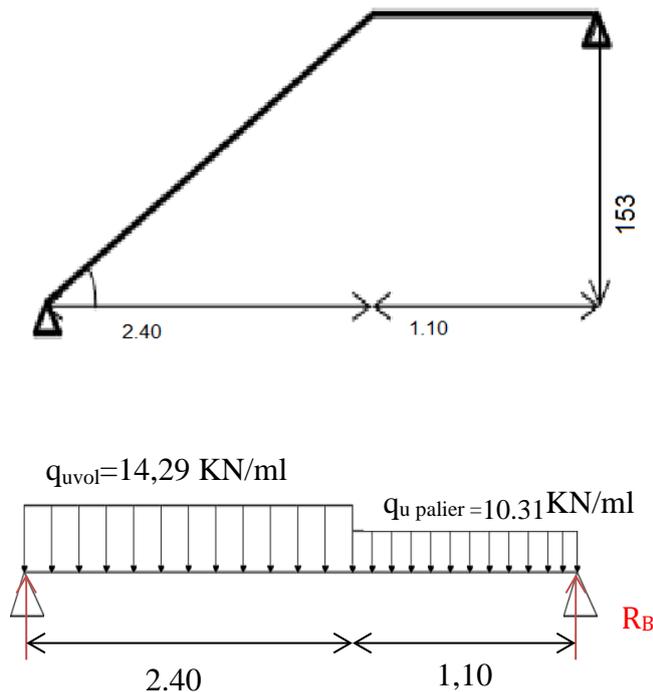


Fig. IV.11 : schéma statique d'escalier

• Réaction des appuis :

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_{uvol} \times 2.40) + (q_{upalier} \times 1,10) \Rightarrow R_A + R_B = 45.64 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{\frac{240^2}{2} q_{uvol} + 1.10 \left(\frac{1.10}{2} + 2.40 \right) q_{upalier}}{3.5} \right] = \left[\frac{\frac{240^2}{2} 14.29 + 1.10 \left(\frac{1.10}{2} + 2.40 \right) 10.31}{3.5} \right] = 21.32 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/B} = 0 \Rightarrow R_E = \left[\frac{\frac{1.10^2}{2} q_{upalier} + 2.40 \left(\frac{2.40}{2} + 1.10 \right) q_{uvol}}{3.5} \right] = \left[\frac{\frac{1.10^2}{2} 10.31 + 2.40 \left(\frac{2.40}{2} + 1.10 \right) 14.29}{3.5} \right] = 24.32 \text{ KN}$$

Vérification:

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (q_{uvol} \times 2.40) - (q_{upalier} \times 1,10) = 0$$

• Effort tranchant et moment fléchissant:

- Section I-I : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

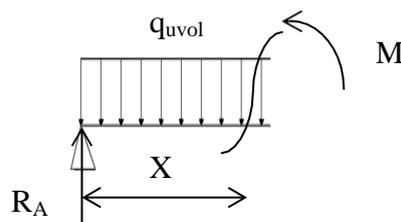


Fig. IV.12 : section de calcul

$$T(x) = R_A - (q_{uvol} \times x)$$

$$M(x) = R_A x - (q_{uvol} \frac{x^2}{2})$$

$$\begin{cases} x=0 \\ x = 2.40 \end{cases} \Rightarrow T = 21.32 \text{ KN} \quad \begin{cases} x=0 \\ x = 2.40 \end{cases} \Rightarrow M = 0 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} x=0 \\ x = 2.40 \end{cases} \Rightarrow T = -12.98 \text{ KN} \quad \begin{cases} x=0 \\ x = 2.40 \end{cases} \Rightarrow M = 10.013 \text{ KN}$$

- Section II-II: $2.40 \leq x \leq 3.5 \text{ m}$

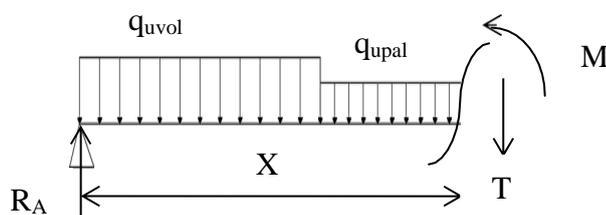


Fig. IV.13 : section de calcul

$$T(x) = R_A - 2.40q_{\text{uvol}} - q_{\text{upalier}}(x - 2.40)$$

$$M_{(x)} = R_{AX} - 2.40 \left(X - \frac{2.40}{2} \right) q_{\text{u volée}} - \frac{(x - 2.40)^2}{2} q_{\text{upalier}}$$

$$\begin{cases} x=2.40 & \Rightarrow T = -12.98\text{KN} \\ x=3.5 & \Rightarrow T = -24.317\text{KN} \end{cases} \quad \begin{cases} x=2.40 \Rightarrow M = 10.013\text{KN} \\ x=3.5 \Rightarrow M = -10.50\text{KN} \end{cases}$$

• Calcul du moment fléchissant maximum:

$$T=0 \Rightarrow R_A - (q_{\text{uvol}} \times x) = 0 \Rightarrow x = 1,492\text{m}$$

$$M_{\text{max}} = R_{AX} - (q_{\text{u vol}} \frac{x^2}{2}) = 15.90\text{KN m}$$

❖ **Remarque :** les appuis sont semi encastré donc ils doivent équilibrer un moment:

$M_a = 0,2 M_{\text{max}}$ qui conduit à un moment réduit en travé : $M_t = 0,8 M_{\text{max}}$

❖ **Moment en appuis:**

$$M_a = -0,2 M_{\text{max}} = -3,18 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travée:**

$$M_t = 0,8 M_{\text{max}} = 12.72\text{KN.m}$$

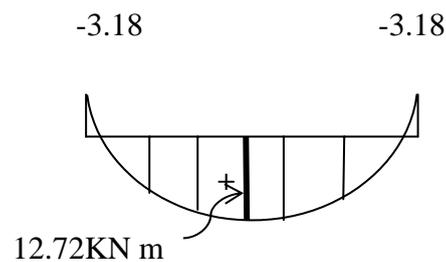


Fig. IV.14 : Diagrammes des moments

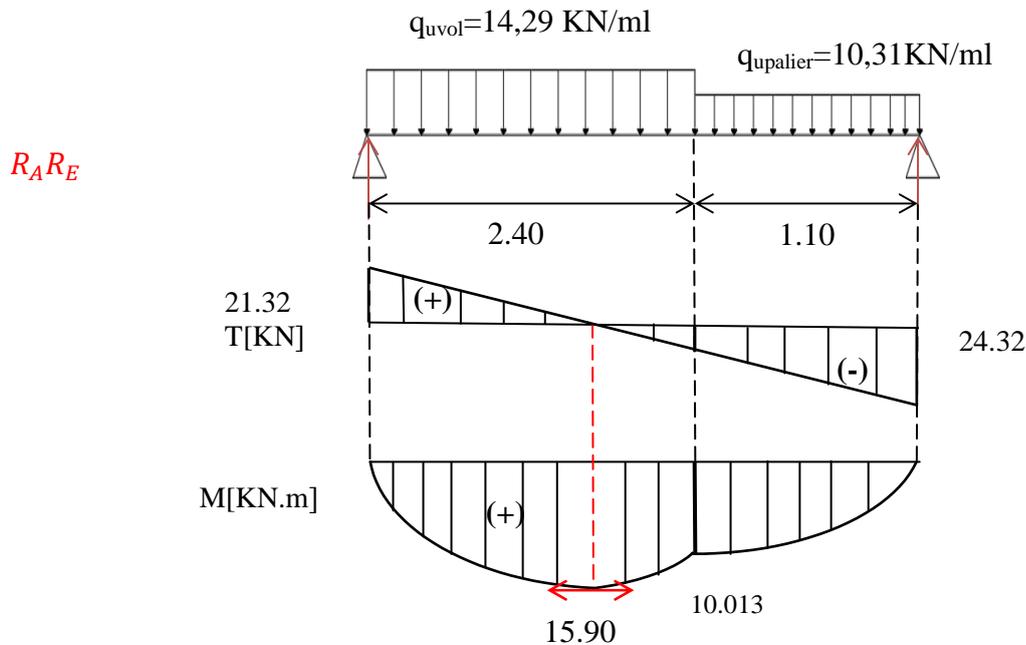


Fig. IV.15 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELU

➤ **Etat limite service (E L S):**

• **Réaction des appuis :**

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_{svol} \times 2,40) + (q_{spalier} \times 1,36) \Rightarrow R_A + R_B = 33,18 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/B} = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{\frac{240^2}{2} q_{u\ vol} + 1,10 \left(\frac{1,10}{2} + 2,40 \right) q_{u\ palier}}{3,5} \right] = \left[\frac{\frac{240^2}{2} 10,73 + 1,10 \left(\frac{1,10}{2} + 2,40 \right) 7,36}{3,5} \right] = 15,65 \text{ KN}$$

$$\sum F_{/A} = 0 \Rightarrow R_E = \left[\frac{\frac{1,10^2}{2} q_{u\ palier} + 2,40 \left(\frac{2,40}{2} + 1,10 \right) q_{u\ vol}}{3,5} \right] = \left[\frac{\frac{1,10^2}{2} 7,36 + 2,40 \left(\frac{2,40}{2} + 1,10 \right) 10,31}{3,5} \right] = 17,53 \text{ KN}$$

Vérification:

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (q_{u\ vol} \times 2,40) - (q_{u\ palier} \times 1,36) = 0$$

• **Effort tranchant et moment fléchissant:**

- **Section I-I : $0 \leq x \leq 2,40 \text{ m}$**

$$T(x) = R_A - (q_{svol} \times x)$$

$$M(x) = R_A x - (q_{svol} \times \frac{x^2}{2})$$

$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow T = 15,65 \text{ KN} \\ x=2,40 \Rightarrow T = -9,094 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} x=0 \Rightarrow M = 0 \text{ KN} \\ x=2,40 \Rightarrow M = 7,867 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Section II-II: $2,40 \leq x \leq 3,5 \text{ m}$**

$$T(x) = R_A - 2.40q_{svol} - q_{spalier}(x - 2.40)$$

$$M_{(X)} = R_{AX} - 2.40 \left(X - \frac{2.40}{2} \right) q_{u \text{ volée}} - \frac{(x - 2.40)^2}{2} q_{upalier}$$

$$\begin{cases} x=2.40 \Rightarrow T = -9.094 \text{KN} \\ x=2.40 \Rightarrow M = 7.867 \text{KN} \end{cases} \quad \begin{cases} x=3.5 \Rightarrow T = -1.734 \text{KN} \\ x=3.5 \Rightarrow M = -6.589 \text{KN} \end{cases}$$

• Calcul du moment fléchissant maximum:

$$T=0 \Rightarrow R_A - (q_{uvol} \times x) = 0 \Rightarrow x = 1,095 \text{m}$$

$$M_{max} = R_{AX} - (q_u \text{ vol} \frac{X^2}{2}) = 8.57 \text{KN m}$$

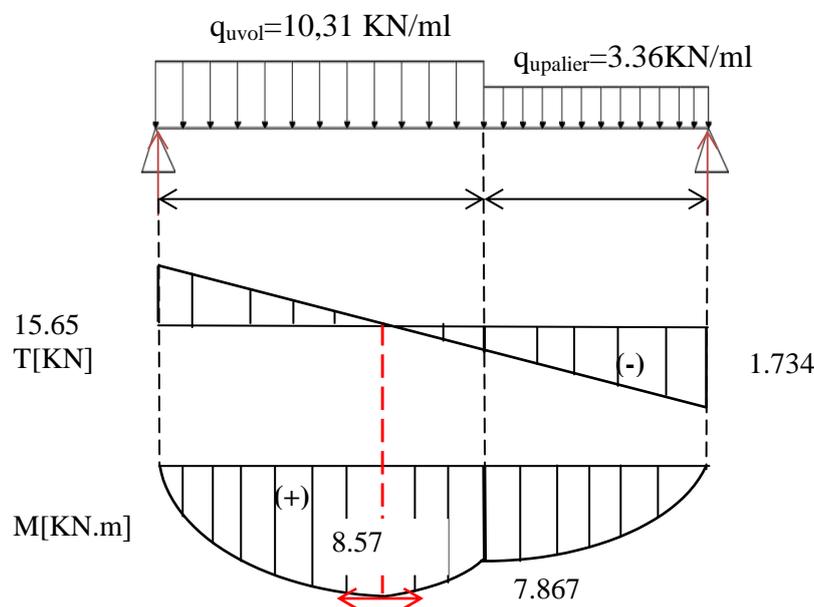


Fig. IV.16: Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchant à ELS

Remarque : les appuis sont semi encastré donc ils doivent équilibrer un moment :

$$M_a = 0,2 M_{max} \text{ qui conduit à un moment réduit en travée : } M_t = 0,8 M_{max}$$

❖ **Moment en appuis:**

$$M_a = -0,2 M_{max} = -1,714 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travée:**

$$M_t = 0,8 M_{max} = 6.856 \text{ KN.m}$$

	Q (palier) KN/ml	Q (volée) KN/ml	R _A KN	R _B KN	X _{max} M	M _{max} KN.m	M (travée) KN.m	M (appui) KN.m
ELU	10.31	14,29	21.32	24.32	1.491	15.90	12.72	3.18
ELS	7,36	10,31	15.65	17.53	1,095	8.57	6.856	1,414

Tableau IV.3 : Tableau des sollicitations des escaliers.

IV.2.4. Calcul du ferrailage:

✓ **Etat limite ultime (E L U):**

A) En travée:

$M_t = 12.72 \text{ KN.m}$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A'):**

$$u = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12.72 \times 10^3}{12 \times 100 \times 13^2} = 0.063 < u_l = 0.392 (\text{Acier FeE400})$$

Donc A' n'existe pas et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_{1 \rightarrow \sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0.081$

$\beta = 1 - 0.40\alpha \Rightarrow \beta = 0.967$

✓ **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{12.72 \times 10^3}{348 \times 0.967 \times 13} = 2.90 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{21.1}{400} = 1.58 \text{ cm}^2$$

$A_{adoptif} = \max(A_{cal}, A_{min}) = 2.90 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Choix: 2T14 \longrightarrow A=3.08cm²/ml

T14 \longrightarrow e = 15cm

• **Les armatures de répartitions :**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.77 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{Choix: 2T8} \rightarrow A_r = 1.10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

T8 \longrightarrow e = 15cm

B) En appuis:

$$M_a = 3.18 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A'):**

$$u = \frac{M_t}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{3.18 \times 10^3}{12 \times 100 \times 13^2} = 0.016 < u_l = 0.392 (\text{Acier FeE400})$$

Donc A' n'existe pas et $1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_{l \rightarrow \sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0.02$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha \Rightarrow \beta = 0.992$$

✓ **Détermination des armatures:**

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{3.18 \times 10^3}{348 \times 0.992 \times 13} = 0.709 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{21.1}{400} = 1.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal}, A_{min}) = 1.58 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix: 4T8 \longrightarrow A=2.01cm²/ml

T8 \longrightarrow e = 15cm

• **Les armatures de répartitions:**

$$A_r = \frac{A}{4} = 0.50 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{Choix: 2T8} \rightarrow A_r = 1.10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

T8 \longrightarrow e = 15cm

✓ **Etat limite service (E L S):**

A) En travée:

B) M_t=6.856 KN.m

- Flexionsimple

- Section rectangulaire $\Rightarrow \alpha \leq \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma \leq \sigma_D = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

- AcierFeE400

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3.18}{1.414} = 2.25$$

$$\alpha = 0.081 \leq \frac{2.25 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.88 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion:**

- $\sigma_b \leq \sigma_b$
- Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à ELU convient à ELS
(Aucune vérification pour σ_s)

A) En appuis:

$M_t = 1,414 \text{ KN.m}$

- Flexion simple
- Section rectangulaire $\Rightarrow \alpha \leq \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma \leq \sigma_D = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$
- Acier FeE400

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{3.18}{1.414} = 2.25$

$$\alpha = 0.02 \leq \frac{2.25 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.88 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Conclusion:**

- $\sigma_b \leq \sigma_b$
- Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à ELU convient à ELS
(Aucune vérification pour σ_s)

• **Vérification les efforts tranchants:**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{2432}{100 \times 13 \times 100} = 0,019 \text{ Mpa} [\text{BAEL 91 r 99 / art - A. 5. 1, 1}]$$

$$\bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ Mpa} \quad [\text{C. B. A. 93 / Art B 6. 7. 2.}]$$

$$\tau_u = 0.019 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ Mpa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage \Rightarrow les armatures transversales ne sont pas nécessaire

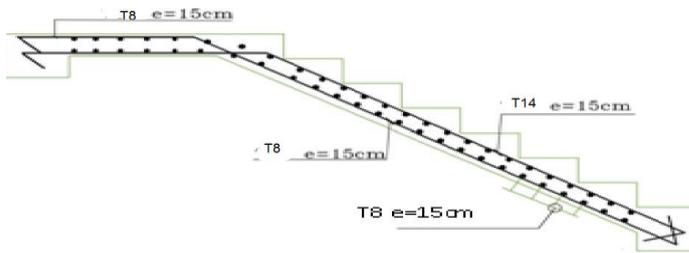


Fig. IV.17 : Ferrailage d’escalier

IV. 3.Étude de la poutre palière :

La poutre palière est appuyée sur les poteaux et sollicitée par les charges (réactions) provenant des volées et des paliers de repos ainsi que celle des marches porteuses.

IV. 3.1.Dimensionnement :

1. Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \left\{ \begin{aligned} &\leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10} \text{ on prend } h_t = 35\text{cm} \\ &0.4 h_t \leq b \leq 0.8 h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \text{ on prend } b = 30\text{cm} \end{aligned} \right.$$

2. Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{aligned} b \geq 20 \text{ cm} & \quad 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} & \Leftrightarrow 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 & \quad \frac{35}{30} = 1.17 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{aligned} \right.$$

Suivant R.P.A : min (h, b) > 25 cmC.V

Donc ; la section de la poutre brisée est de dimensions (30×35) cm²

3. Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre palier : $0,30 \times 0,35 \times 25 = 2.625 \text{ KN/m}$

Calcul de la charge due au poids du mur : $g_{mur} = G_{mur} \times h_e/2$

Poids du mur : $G_{mur} = 2,97 \text{ KN/m}^2$ (chapitre II pré- dimensionnement).

Hauteur libre: $h_e = 3,23 - 0,35 = 2,88 \text{ m} \Rightarrow : g_{mur} = 2,97 \times 2,88/2 = 4,277 \text{ KN/m}$

$Q = 2,5 \text{ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre : $R_{BU} = 17.16 \text{ KN/m.}$

$RBS = 15.85 \text{ KN/m.}$

On a: $q_u = 1,35 \times 6.625 + 1,5 \times 2,5 + 17.16 = 29.85 \text{ KN/m}$

$q_{ser} = 6.625 + 2,5 + 15.85 = 24.98 \text{ KN/m}$

• Calcul des sollicitations

a. E.L.U

$M_o = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 45.70 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,8 \cdot M_o = 36.56 \text{ KN.m}$

$M_a = 0,3 \cdot M_o = 13.71 \text{ KN.m}$

$T_x = q_l l / 2 = (29.85 \times 3.5) / 2 = 52.24 \text{ KN}$

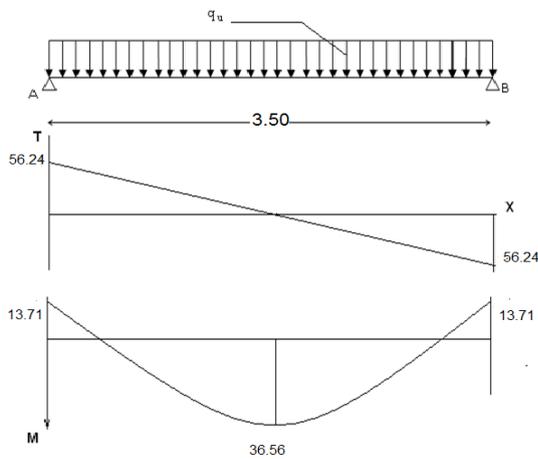


Fig. IV.7 Diagrammes des (M et T) de la poutre palière

E.L.S

$M_o = \frac{q_{us} \cdot l^2}{8} = 38.25 \text{ KN.m}$

$M_t = 0,8 \cdot M_o = 30.6 \text{ KN.m}$

$M_a = 0,3 \cdot M_o = 11.48 \text{ KN.m}$

$T_x = q_{us} l / 2 = (19.87 \times 3.3) / 2 = 43.72 \text{ KN}$

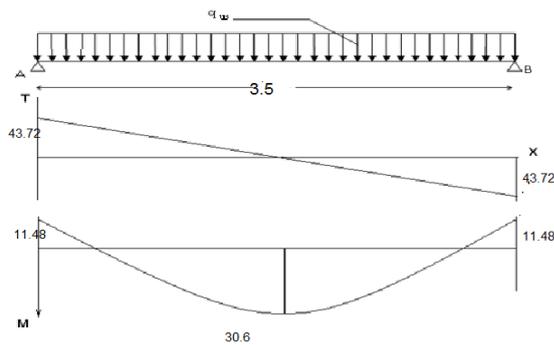


Fig. IV.8 Diagrammes des (M et T) de la poutre palière

IV.3.2. Calcul du ferrailage :

a. E.L.U :

a.1 En travée

$$u = \frac{36.56 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.17} = 0.14 < ul = 0.392 (\text{Acier FeE400})$$

Donc A' n'existe pas .

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 0.19$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha \Rightarrow \beta = 0.92$$

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

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{36560}{0.92 \times 13.5 \times 348} = 8.46 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 8.46 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T14

a.2 En appui :

$$\mu = \frac{13.71 \cdot 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.17} = 0,05 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc A' n'existe pas .

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.064$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha \Rightarrow \beta = 0.97$$

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

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{13710}{0,97 \times 13.5 \times 348} = 3.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = 3.00 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12

b. E.L.S :

Fissuration peu nuisible Section rectangulaire Flexion simple FE400	}	Si $\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$
--	---	--

b.1 En travée :

$$\gamma = 1,19$$

$$\alpha = 0,19 < 0,35 \text{ Condition vérifiée}$$

b.2 En appui :

$$\gamma = 1,19$$

$$\alpha = 0,19 < 0,35 \text{ Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

• Vérification l'effort tranchant:

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 52.24 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_o \cdot d} = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 0.42 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0,12 \text{ MPa} < 0.42 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

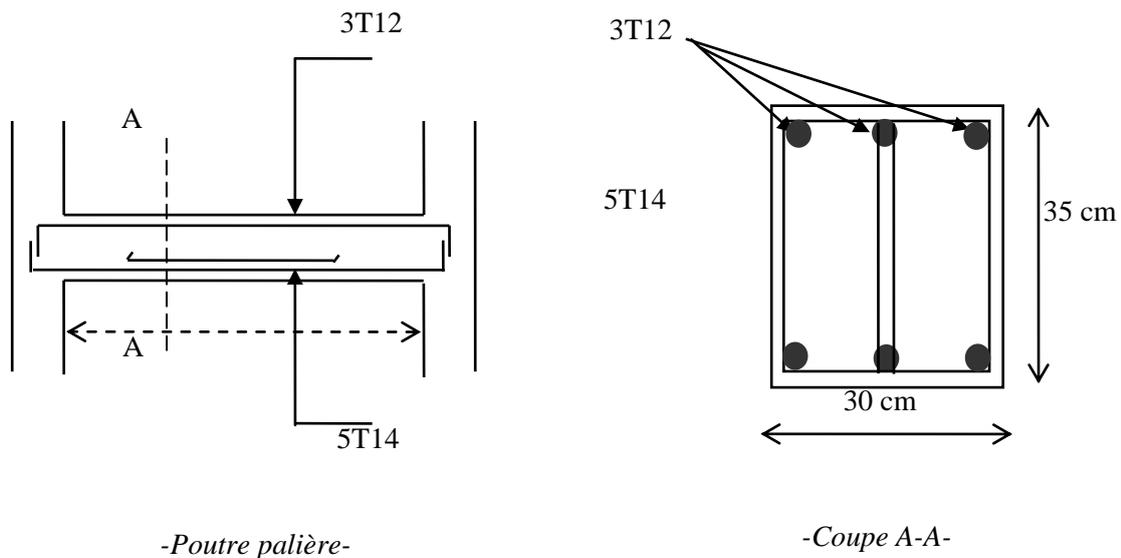


Fig. IV.9.Coup de la poutre palière

IV.3 Etude des balcons:

Les balcons sont des dalles pleines calculées comme des consoles encastées soumise à leurs poids propres, aux charges permanentes **G**, aux la surcharges d’exploitations **Q** et au poids propre du mur **P**.

On adopte une épaisseur de **h=15 cm**. Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.

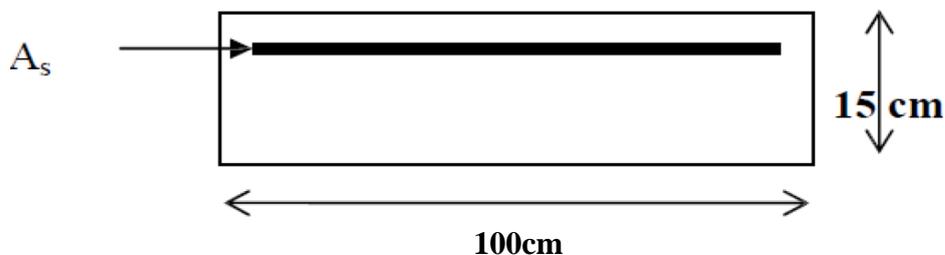


Fig. IV.5.1 : Coupe transversale un mètre linéaire 1ml du balcon

IV.3.1.Type des balcons :

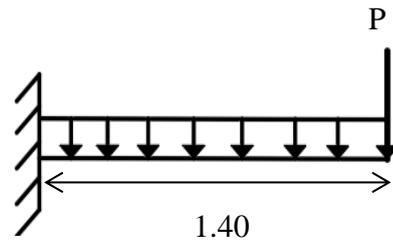


Figure IV.5.3 : schéma statique de balcon

Descente de charges :

➤ **Charges permanentes:**

Désignation	Ep (m)	Poids volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de ciment	0,02	20	0,4
Lit de sable fin	0,02	17	0,34
Dalle en BA	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	18	0,36
Total			5,29

Tableau. IV.4 : charges permanentes de balcon.

Pour une bonde de 1m de largeur : $G = 5,29 \times 1 \text{ m} = \mathbf{5,29 \text{ KN/ml}}$

➤ **Surcharges d'exploitation:**

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

Pour une bonde de 1m de largeur : $Q = 3,50 \times 1 \text{ m} = \mathbf{3,50 \text{ KN/ml}}$

➤ **Calcul de la charge due au poids du mur:**

$$P = G_m \times h$$

Epaisseur du mur : $e = 10\text{cm} \Rightarrow G_m = 1,4 \text{ KN/m}^2$

Hauteur du mur : $h = 1,20\text{m} \Rightarrow P = 1,4 * 1,20 = \mathbf{1,68 \text{ KN/ml}}$

➤ **Combinaisons fondamentales:**

• **E.L.U:**

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 12.392 \text{ KN/ml}$$

$$P_u = 1,35 P = 2.268 \text{ KN}$$

• **E.L.S:**

$$Q_{ser} = G + Q = 8,79 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = P = 1.68 \text{ KN/m}$$

Calcul duferrailage:

➤ **Etat limite ultime (ELU):**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u l = 15.32 \text{ KNm}$$

$$T_u = q_u \times L + p_u = 12,392 \times 1.4 + 2.268$$

$$T_u = 19.62 \text{ KN}$$

• **Vérification de l'existence des armatures comprimées (A'):**

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,15 = 0,135 \text{ m}$$

$$\frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{15.32 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 13.5^2} = 0.059 < u_l = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

Donc A' n'existe pas et $1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_{l \Rightarrow \sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2.0,059}) = 0.076$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.076 = 0.970$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{15320}{0,970 \cdot 13,5 \cdot 348} = 3.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot \frac{2,1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal}, A_{min}) = 3.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures:**

$$2T16 \longrightarrow A=4,02 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Armature de répartition:**

$$A_r = \frac{At}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.00 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Choix des armatures:**

$$2T8 \longrightarrow A=1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

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

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

$$M_s = \frac{q_s I^2}{2} + P_s I = 10.97 \text{ KNm}$$

$$T_s = q_s \times L + p_s = 13.99 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier :

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

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = \min (266,67 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

- Calcul de la position de l'axe neutre : $S = \frac{b}{2} y^2 + n A' s (y - c') - n A s (d - y) = 0$
- Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + n A' s (y - c')^2 + n A s (d - y)^2$
- $I = \frac{100}{3} \cdot 1,19^3 + 15 \cdot 7,91 \cdot (1,19 - 2)^2 + 15 \cdot 7,91 \cdot (18 - 1,19)^2$

$$\bar{\sigma}_{acier} = \min (266,67 ; 186,676)$$

$$\bar{\sigma}_{acier} = 186,676 \text{ MPa}$$

$$D = \frac{15A}{b} = \frac{15 \times 4.52}{100} = 0,678 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30Ad}{b} = \frac{30 \times 4.52 \times 13.5}{100} = 18.31 \text{ cm}^2$$

$$y_I = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0.678 + \sqrt{0.678^2 + 18.31}$$

$$y_I = 3.65 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_I^3}{3} + n \times A \times (d - y_I)^2 = \frac{100 \times 3.65^3}{3} + 15 \times 4.52 \times (13.5 - 3.65)^2$$

$$I = 8199,030 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{10970}{8199.030} = 1.338$$

$$\sigma_b = K \times y_I = 1,338 \times 3,65 = 4.90 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times K \times (d - y_I) = 15 \times 1,338 \times (13,5 - 3,65)$$

$$\sigma_s = 59.65 \text{ MPa}$$

Conclusion :

- ✓ $\sigma_b = 4.90 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ MPa}$
- ✓ $\sigma_s = 59.65 \text{ MPa} < \sigma_s = 186,676 \text{ MPa} \Rightarrow$ Les armatures calculées à ELU seront maintenues

• Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \text{ [BAEL91r99/art - A. 5.1,1]}$$

$$T_u \text{ max} = 19.62 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{19.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.145 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 3 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa (fissuration préjudiciable)}$$

- $\tau_u = 0.145 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$
- Il n'y a pas de risque de débétonnage \Rightarrow Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.3.2. Vérification de la flèche:

Avant de passer à la vérification de la flèche, on doit examiner les conditions de non
Vérification de la flèche par l'article B.7.5 des règles BAEL comme suit :

$$a) \frac{h}{l} \geq 1 \Rightarrow \frac{15}{140} = 0,10 > 1 = 0.0625 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

$$b) A_s \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 4.52 \leq \frac{4.2 \times 100 \times 13.5}{400} = 14.175 \rightarrow \text{condition vérifié}$$

$$c) L \leq 8m \Rightarrow 1.40m < 8m \rightarrow \text{condition vérifié}$$

vérifié Puisque les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérification de la Flèche.

Calcul du contre poids:

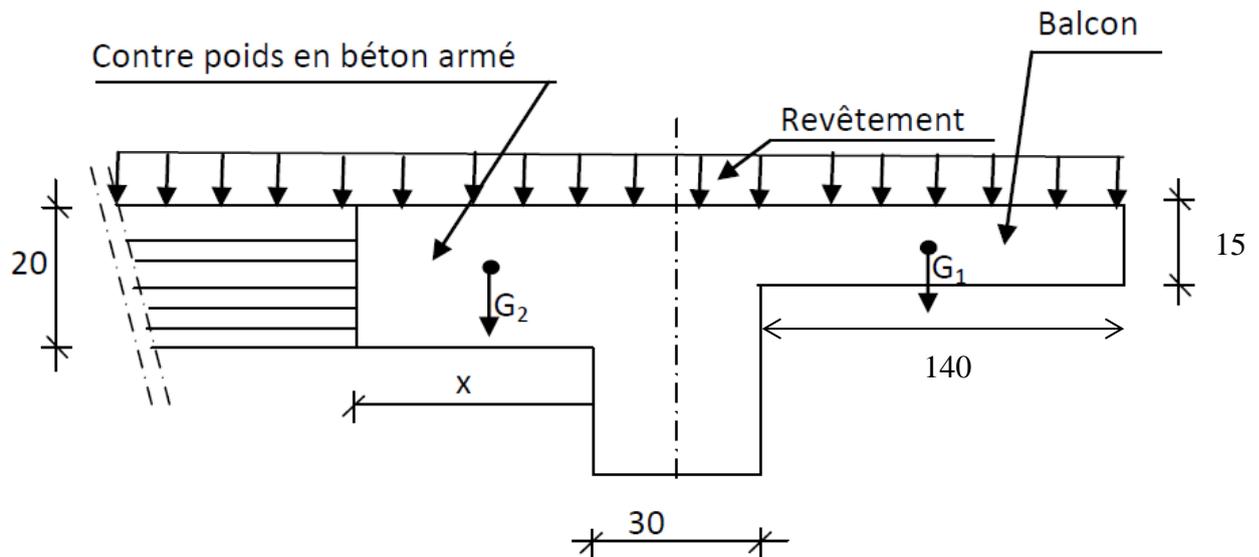


Fig. IV.5.4 : Schéma du balcon avec contre poids

➤ Poids du balcon (ep=15cm):

$$G_1 = 0,15 \times 1,40 \times 25 \times 1 \Rightarrow G_1 = 5.25 \text{ KN}$$

➤ Poids de contre balancement (ep=20cm):

$$G_2 = 0,20 \times X \times 25 \times 1 \Rightarrow G_1 = 5X \text{ KN}$$

$$G_2 = 60\% G_1 \Rightarrow 5X = 0,6 \times 5,25 \Rightarrow X = 0,72 \text{ m}$$

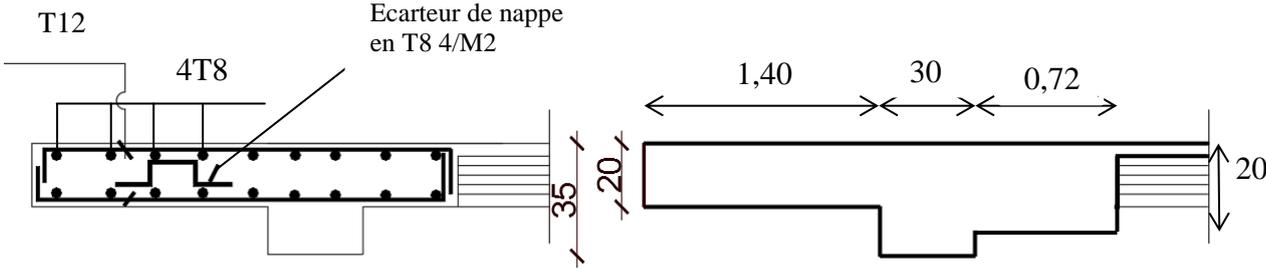
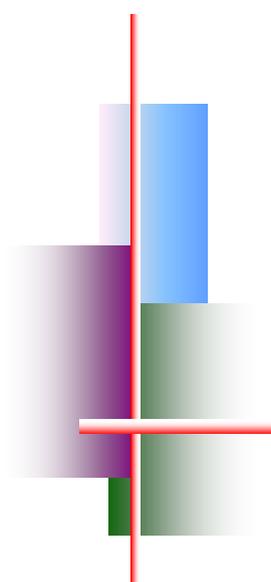


Fig. IV.5.5 : ferrailage du contre poids



Chapitre V



Etude sismique

V.1. Introduction.

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique. La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

V.2. Objectifs de l'étude dynamique.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.3. Modélisation mathématique.

La modélisation 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.

V.4. Modélisation de la structure étudiée.

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux, etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis *ROBOT* est utilisé.

a) Modélisation des éléments structuraux.

La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :

- ❶ Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (D.L.L) par nœud.
- ❷ Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- ❸ Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- ❹ Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

b) Modélisation de la masse.

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/version 2003 (dans notre cas $\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

V.5. Calcul dynamique du bâtiment.

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique temporelle par accélérographes.

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99/version 2003). Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA 99 version 2003. Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

V.5.1. Méthode modale spectrale.

a) Hypothèses de calcul.

- ✓ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.

- ✓ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte
- ✓ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux)

b) Analyse de la structure

Il est à présent clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une la structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système mixte (portique voiles).

Elle présente une architecte (vue en plan) déférente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

b.1 Caractéristiques géométriques des voiles.

Les voiles doivent respecter un certain nombre de dispositions constructives imposées par le règlement parasismique algérien (RPA99/version 2003). Le choix de la géométrie des voiles est décrit dans le chapitre II.

b.2 Caractéristiques géométriques et massique d la structure.

b.2.1 Détermination des masses et centres 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 (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur),

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i ,

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

❖ **Caractéristiques massique :**

Story	$W_{\text{étage}}$ (kN)	X_G (m)	Y_G (m)	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y
E8	417.7763	17.671	9.886	16.587	10.099	1.084	-0.213
E7	417.7763	17.671	9.886	16.455	10.142	1.216	-0.256
E6	438.787	16.917	9.946	16.348	10.187	0.569	-0.241
E5	441.2865	16.83	9.944	16.293	10.226	0.537	-0.282
E4	441.2865	16.83	9.944	16.279	10.272	0.551	-0.328
E3	452.4454	16.833	9.941	16.242	10.321	0.591	-0.38
E2	465.661	16.835	9.938	16.041	10.388	0.794	-0.45
E1	462.6876	16.935	9.6	15.705	10.472	1.23	-0.872
Somme	3537.7066						

Tableau. V.1. Caractéristiques massique.

(X_{CR}, Y_{CR}) : Coordonnées de centre de rigidité (ou de torsion.)

e_x : excentricité théorique suivent x

e_y : excentricité théorique suivent y

❖ **Résultats de l'analyse dynamique par *ROBOT*.**

Le tableau 5. 2 ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque modèle

MODE	Période	Facteurs de Participation Massique (en%)					
		U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1.228668	9.3396	43.9238	0	9.3396	43.9238	0
2	1.109814	53.6522	8.847	0	62.9918	52.7708	0
3	0.938943	0.175	12.4229	0	63.1668	65.1937	0
4	0.348153	0.4455	10.4781	0	63.6123	75.6718	0
5	0.333842	1.0678	3.2049	0	64.68	78.8767	0

6	0.317337	12.7336	0.0053	0	77.4136	78.882	0
7	0.192269	0.0646	2.7548	0	77.4783	81.6367	0
8	0.170941	0.8417	2.1913	0	78.3199	83.8281	0
9	0.165543	3.5731	0.2746	0	81.893	84.1026	0
10	0.144713	0.864	0.1695	0	82.757	84.2721	0
11	0.143509	0.5572	0.3621	0	83.3143	84.6342	0
12	0.129098	0.05	0.4677	0	83.3643	85.1019	0
.
.
.
30	0.038736	0	1.0388	0	88.5987	92.2994	0

Tableau. V.2. Période et facteur de participation massique du modèle

b.2.3 Constatation

1°/ Ce modèle présente les facteurs de participation massique de chaque modèle, les participations massique de mode fondamentale UY = 43.9238%

2°/ On doit retenir les 30 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

b.2.4 interprétation

1°/La participation massique de mode fondamentale UY = 43.9238% ≤ 60%

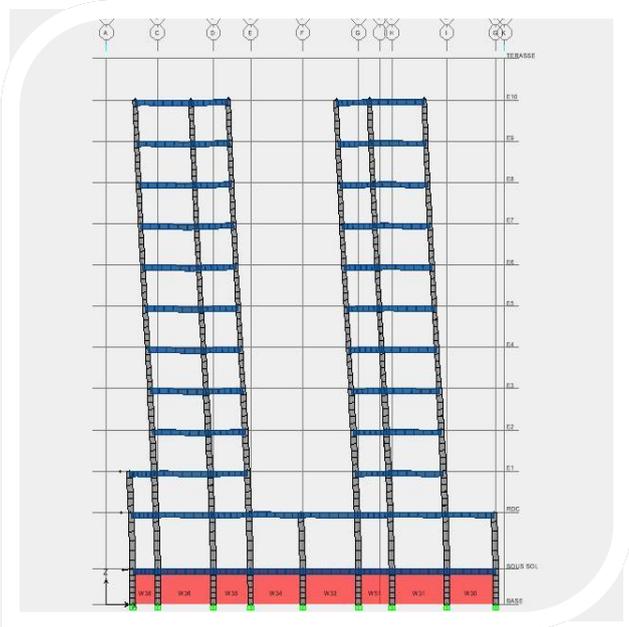
Remarque :

En remarque qu'il faut augmenter la participation massique de mode fondamentale par l'addition des voiles avec prise en compte les conditions (RPA -article 3.4.A.4)

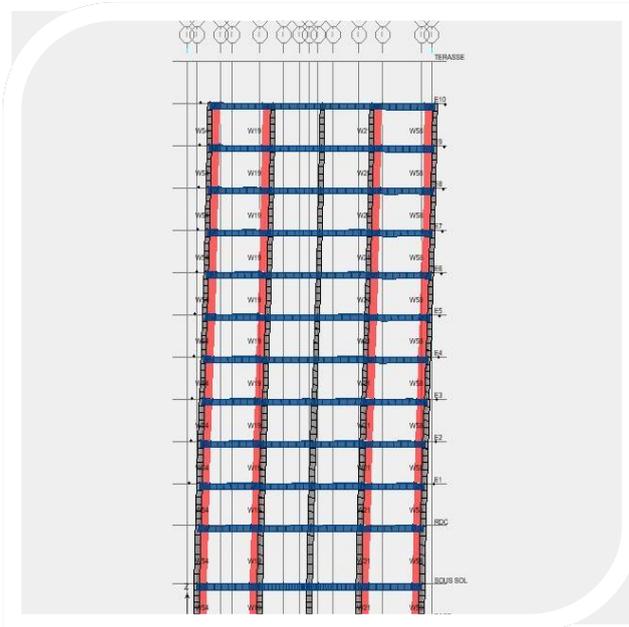
Niveau	Position du centre de masse		Position du centre de Torsion		Excentré cite	
	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	X_{CR}	Y_{CR}	e_x	e_y
E8	17,853	9,845	18,081	10,08	-0,228	-0,235
E7	17,853	9,845	17,95	10,119	-0,097	-0,274
E6	17,102	9,908	17,838	10,154	-0,736	-0,246
E5	17,002	9,907	17,774	10,199	-0,772	-0,292
E4	17,002	9,907	17,733	10,256	-0,731	-0,349
E3	17	9,904	17,684	10,327	-0,684	-0,423
E2	16,997	9,901	17,59	10,414	-0,593	-0,513
E1	17,162	9,578	17,39	10,472	-0,228	-0,894
RDC	17,948	10,508	17,091	10,369	0,857	0,139

Tableau. V.3. Caractéristiques géométrique.

Après analyser par ROBOT, en obtint les résultats présenté dans le **Tableau. V.4.**



Mode N= 1



Mode N= 2



Mode N= 3

		Facteurs de Participation Massique (en%)					
MODE	Période	U_X	U_Y	U_Z	ΣU_X	ΣU_Y	ΣU_Z
1	1.017409	62.7596	0.4912	0	62.7596	0.4912	0
2	0.995655	0.3158	60.7812	0	63.0754	61.2724	0
3	0.973519	0.359	4.279	0	63.4343	65.5515	0
4	0.345365	0.561	8.5	0	63.9953	74.0514	0
5	0.329412	11.6606	1.9455	0	75.6559	75.9969	0
6	0.310145	2.0228	3.3285	0	77.6787	79.3254	0
7	0.177406	0.0915	4.3269	0	77.7702	83.6523	0
8	0.17012	1.1269	1.067	0	78.8972	84.7192	0
9	0.159218	3.7152	0.053	0	82.6124	84.7722	0
10	0.139413	1.6441	0.0013	0	84.2564	84.7735	0
11	0.134842	0.0052	0.8038	0	84.2617	85.5774	0
12	0.126909	0.3357	0.0023	0	84.5974	85.5797	0
13	0.108495	0.0683	0.0849	0	84.6656	85.6646	0
14	0.106917	0	2.8891	0	84.6657	88.5536	0
15	0.094067	3.3814	0.0024	0	88.047	88.556	0
16	0.078512	0.019	0.0945	0	88.066	88.6505	0
17	0.076724	0.0104	1.8599	0	88.0764	90.5104	0
18	0.06808	1.9493	0.0058	0	90.0257	90.5162	0
19	1.107409	62.7596	0.4912	0	62.7596	0.4912	0
20	1.045655	0.3158	60.7812	0	63.0754	61.2724	0
21	0.973519	0.359	4.279	0	63.4343	65.5515	0

Tableau. V.4. Résultat de l'analyse dynamique par logicielle (ROBOT).

C.1. Remarques

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 1.017409$

2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 21 premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (selon le RPA99).

V.5.2 Vérifications réglementaires.

V.5.2.1. La résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par 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 $r = \frac{0.8V}{V_t}$.

On doit donc calculer les efforts résultants de l'application de la méthode statique équivalente.

V.5.3 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

a. Domaine d'application de la méthode statique équivalente.

.La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a les conditions complémentaires suivantes:

Zone I : tous groupes

Zone II : groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Dans le cas le bâtiment implantée on zone IIA et le groupe d'usage 2 il faut que la hauteur ne dépasse pas 5 niveaux au 17m alors la méthode ne pas applicable.

c. Calcule de la force sismique totale

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure,

Soit :
$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W \quad \text{RPA99 (art 4, 2,3)}$$

A : coefficient d'accélération donne par le tableau des règles R P A en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

R: facteur de comportement dépendant de type du système de contreventement de la structure,

D: facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux.....etc.).

La formule empirique donnée par R P A 99 est la suivante:

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$$

Avec :

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère q.

P_1 : condition minimale de files porteuses.

P_2 : surabondance en plan.

P_3 : régularité en plan.

P_4 : régularité en élévation

P_5 : control des qualités des matériaux.

P_6 : control de la qualité de la construction.

A : coefficient d'accélération de zone donné par le tableau (4-1) ci-dessous suivant la zone sismique et la groupe d'usage du bâtiment

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau. V.5. Coefficients d'accélération de zone A.

Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone IIA donc :

$$A = 0,15$$

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

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version2003.

$$T_2(S_2) = 0,5 \text{ sec}$$

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

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

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

ξ Est donné par le tableau (4-7) présenté ci-après.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie

Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau. V.6. Valeurs du coefficient d’amortissement suivant le système structurel
 Nous avons un contreventement mixte voiles -portiques donc on prend

$\xi = 7 \%$.

D'où $\eta = 0,816 > 0,7$

d. Estimation empirique de la période fondamentale

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

On donc :

Avec :

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

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

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

- **Pour le sens transversal X.X :**

$H_N = 37.92 \text{ m}$

$d = 33,5 \text{ m}$

Alors : $T = \min (0,83\text{s}, 0,659\text{s})$

Donc $T = 0,659\text{s}$

$T_2 \leq T \leq 3\text{s}$

$$D = 2,5 \eta (T_2/ T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3\text{s}$$

Donc : $D = 1,46$

- **Pour le sens longitudinal**

$H_N = 37.92\text{m}$

$d = 21.1\text{m}$

$T = \min (0,83 \text{ s}, 0,831\text{s})$

Donc $T = 0,83\text{s}$

$T = 0.83\text{s}$

On a : $T_2 \leq T \leq 3\text{s}$

$$\text{Donc : } \mathbf{D} = 2,5 \eta (T_2/ T)^{2/3}$$

D =1,25

R : coefficient de comportement global de la structure

Pour une structure en béton armé à contreventement mixtes portiques/voiles avec

Interaction on a :

R =5

Q : Facteur de qualité, défini par :

$$Q = 1 + \sum P_a \quad Q = 1,25 \text{ « pour les deux sens »}$$

W : poids de la structure

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4-5 du RPA99,

Dans notre cas et pour bâtiment d'habitant $\beta = 0,20$

Donc pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{gi} + 0,2W_{Qi}$

Poids total: $W_T = 6295.119$

d.1 Résumé des résultats

Paramètres	Résultats
A	0,15
D_{tr} , D_{lon}	1,46. 1,25
Q	1,25
R	5
W	6295.119

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \Rightarrow V_T = \frac{(0.15 \times 1,46 \times 1,25 \times 6295.119)}{5} = 344,66t$$

$$\Rightarrow V_L = \frac{(0.15 \times 1,25 \times 1,25 \times 6295.119)}{5} = 295,08t$$

$$V_{Ex} \text{ (Dynamique)} = 287,97 > 0.8 V_{St} = 275.73 \mathbf{CV}$$

$$V_{Ey} \text{ (dynamique)} = 294.33 > 0.8 V_{St} = 236.07 \quad \mathbf{CV}$$

V.6. Vérification de période :

RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique (ROBOT), ne dépasse pas la valeur T_e estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période

fondamentale $T_{dyn\ x} = 1.017\ sec$

$T_{dyn,y} = 0.995\ sec$

Nous avons:

$1.3 \times T_x = 1.079 > T_{dyn,x} = 1.0117\ sec$

$1.3 \times T_y = 1.079 > T_{dyn\ y} = 0.995\ sec$

\Rightarrow Condition vérifiée

V.7. Vérification de la participation des éléments résistants au contreventement.

Pour un système de contreventement en voiles, les voiles doivent reprendre en plus de la charge sismique horizontale, plus de 20 % de la charge verticale. Cette vérification est résumée dans le tableau suivant.

Elément	Effort tranchant repris (kN)	Effort verticale reprise (kN)	% Effort tranchant repris (kN)	% Effort verticale repris (kN)
Poteaux	1050,50	18924.96	5,28	71.55
Voiles	18815.26	7526.84	94,71	28,45
Effort verticale totale	26451.80			
Effort tranchant a la base	19856,76			

Tableau. V.7. Vérification de la répartition des efforts dans la structure.

V.8. Les déplacements latéraux enter- étage :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \text{ Et } \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{représente la hauteur de l'étage.}$$

$$\text{Avec : } \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

Où ; $\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$ et $\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^k).

Avec :

δ_{ex}^k Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

V.8.1 Les déplacements résultantes de la combinaison des charges G+Q+E

On a : $R= 5$

Après analyse des résultats on obtient les tableaux ci-dessous

- **Déplacement des nœuds selon X :**

Niveau	1% he (cm)	δ_{eK} (cm)	$R.\delta_{eK}$ (cm)	Δ_K (cm)	$\Delta_K \leq 0,01.he$
E8	3.23	2.36	11.8	1.2	C.V
E7	3.23	2.11	10.55	1.25	C.V
E6	3.23	1.84	9.2	1.35	C.V
E5	3.23	1.55	7.75	1.45	C.V
E4	3.23	1.26	6.3	1.45	C.V
E3	3.23	0.97	4.85	1.45	C.V
E2	3.23	0.69	3.45	1.4	C.V
E1	3.23	0.44	2.2	1.25	C.V
RDC	4.08	0.22	1.1	1.1	C.V

Tableau. V.8. Vérification des déplacements inter étage selon X.

- Déplacement des nœuds selon Y :

Niveau	1% he (cm)	δ_{eK} (cm)	$R.\delta_{eK}$ (cm)	Δ_K (cm)	$\Delta_K \leq 0,01.he$
E8	3.23	2.19	10.95	0.9	C.V
E7	3.23	1.98	9.9	1.05	C.V
E6	3.23	1.75	8.75	1.15	C.V
E5	3.23	1.5	7.5	1.25	C.V
E4	3.23	1.23	6.15	1.35	C.V
E3	3.23	0.96	4.8	1.35	C.V
E2	3.23	0.71	3.55	1.25	C.V
E1	3.23	0.46	2.3	1.25	C.V
RDC	4.08	0.24	1.2	1.1	C.V

Tableau. V.9.Vérification des déplacements inter étage selon Y.

V.8.2. Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta_k / V_k \cdot h_k \leq 0,10. \quad \text{RPA99 (Art 5,9)}$$

Avec : P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant le formule ci-après

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi^*} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k », (V_k)

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » en considérons

la combinaison (G+Q+E)

h_k : hauteur de l'étage « k ».

- Sens longitudinal

Niveau	Wi (kN)	P _k	Δ_k (m)	V _k (kN)	h _k (m)	θ
E8	429.1268	1289.6282	0.012	1042,39	3.23	0,00463944
E7	429.1268	1718.755	0.0125	1342,18	3.23	0,005002225
E6	448.6392	2167.3942	0.0135	1585,69	3.23	0,005766382
E5	451.1387	2618.533	0.0145	1795,12	3.23	0,006609713
E4	451.1387	3069.6717	0.0145	1986,63	3.23	0,00700153
E3	462.2976	3531.9694	0.0145	2167,64	3.23	0,007383254
E2	475.5131	4007.4825	0.014	2346,61	3.23	0,007471517
E1	474.9509	4482.4334	0.0125	2512,7	3.23	0,006968403
RDC	720.7599	5203.1933	0.011	2643,58	4.08	0,004898329

Tableau. V.10. Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens transversale.

- Sens transversale

Niveau	Wi (kN)	P _k	Δ_k (m)	V _k (kN)	hi (m)	θ
E8	429.1268	1289.6282	0.009	1034,1	3.23	0,003507474
E7	429.1268	1718.755	0.0105	1356,91	3.23	0,004156256
E6	448.6392	2167.3942	0.0115	1627,78	3.23	0,004785089
E5	451.1387	2618.533	0.0125	1866,24	3.23	0,005480884
E4	451.1387	3069.6717	0.0135	2080,51	3.23	0,006224521
E3	462.2976	3531.9694	0.0135	2272,27	3.23	0,006557538
E2	475.5131	4007.4825	0.0125	2453,55	3.23	0,006380236
E1	474.9509	4482.4334	0.0125	2620,95	3.23	0,006680595
RDC	720.7599	5203.1933	0.011	2754,6	4.08	0,004700909

Tableau. V.11. Justification Vis-à-vis De l'effet P- Δ Sens longitudinal.

On a $\theta_i < 0,1$ pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- Δ dans le calcul de éléments structuraux.

V.9. L'effort normal réduit dans les poteaux :

Selon l'Art (7.4 .3 .1) du RPA 99/v2003, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{avec ; } N_d : \text{Effort normal de compression.}$$

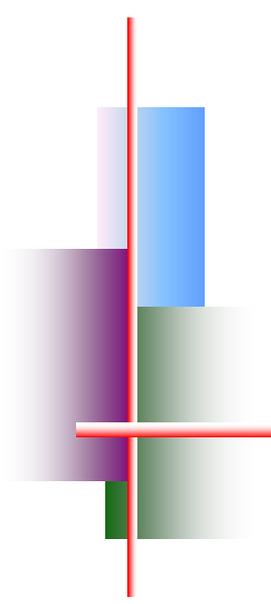
B_c : Section du béton comprimé.

-Poteau (50x50) cm sous la combinaison G+Q+Ex :

$$v = \frac{1702.91 \times 10^3}{(50 \times 50) \times 10^2 \times 25} = 0,27 < 0,30 \quad (\text{C.V})$$

-Poteau (40x40) cm sous la combinaison G+Q+Ex :

$$v = \frac{886.65 \times 10^3}{(40 \times 40) \times 10^2 \times 25} = 0,22 < 0,30 \quad (\text{C.V})$$



Chapitre VI



Etude des éléments Structuraux

VI.1. Etude des poutres :

Les poutres sont des éléments non exposée aux intempéries et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible

1-Combinaisons d’actions :

B.A.E.L₉₁ :

Combinaison fondamentale :

❖ E.L.U.R : 1,35G + 1,5P

❖ E.L.S : G + P

R.P.A₉₉ :

Combinaison accidentelle :

❖ G + P ± E

❖ 0,8G ± E

VI.1.1. Ferrailage des poutres :

➤ **Condition de non fragilité (B.A.E.L₉₁) :**

$$A_{min} = 0,23. b. d. \frac{f_{t28}}{f_e}$$

➤ **R.P.A₉₉ :**

A_{min} = 0,5% de la section totale.

A_{max} = 4% de la section totale en zone courante.

A_{max} = 6% de la section totale en zone de recouvrement.

- **Tableau des sollicitations :**

Combinaisons	Situation durable		Situation accidentelle		ELS		Effort tranchant
	1,35G+1,5Q (ELU) (kN.m)		G+Q+E (kN.m)	0,8G+E (kN.m)	(G+Q) (kN.m)		Vmax(kN)
Position	Travée	Appuis	Appuis	Appuis	Travées	Appuis	232,91
P.P (40*45)	96,069	-145,112	- 193,229	-184,393	70,298	-104,898	
P.S (40*40)	72,136	-123,018	-184,148	-143,260	61,983	-88,97	142.48

Tableau. VI.1. Résultats des moments et efforts tranchants donnés par ROBOT.

VI.1.1.1. Exemple de calcul :

➤ Poutres principales (40x45) cm² :

a. travée : selon la combinaison 1,35G + 1,5Q.

➤ E.L.U.R :

$$M_{max}^T = 96,069 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{max}^T}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{96,069 \cdot 10^3}{35 \cdot 40,5^2 \cdot 14,2} = 0,118$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,118}) = 0,158$$

$$\beta = 1 - 0,4 \cdot 0,158 = 0,937$$

$$A^t = \frac{M_{max}^T}{\beta \cdot b \cdot \sigma_s} = \frac{96,069 \cdot 10^3}{0,937 \cdot 40,5 \cdot 348} = 7,28 \text{ cm}^2$$

➤ E.L.S :

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le béton $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

-Moment statique au niveau de l'axe neutre :

$$S_{y_1 y_1'} = \frac{b y_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$$

$$\Rightarrow y_1 = 13,08 \text{ cm.}$$

-Moment d'inertie au niveau de l'axe neutre :

$$I_{y_1 y_1'} = \frac{b y_1^3}{3} + 15A(d - y_1)^2$$

$$\rightarrow I_{y_1 y_1'} = 108193,78 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I_{y_1 y_1'}} = \frac{70,298 \cdot 10^3}{108193,78} = 0,650$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,65 \cdot 13,08 = 8,497 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \Leftrightarrow$ l'armature calculée convient

➤ Armatures minimales :

BAEL₉₉ :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = \left(0,23 \cdot 35 \cdot 40,5 \cdot \frac{2,1}{400}\right) \rightarrow A_{min} = 1,71 \text{ cm}^2$$

RPA99/Version2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h \rightarrow 0,5\% \cdot 35 \cdot 45 \rightarrow A_{min} = 7,875 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures finales :**

$$A_t = \max(A^t; A_{min(BAEL)}; A_{min(RPA)}) \rightarrow A_t = \max(7,28; 1,71; 7,875)$$

$$A_t = 7,875 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } (3T12 + 3T14) \rightarrow A_t = \mathbf{8,01 \text{ cm}^2}$$

b. Ferrailage sur appuis :

Selon la combinaison **G + Q ± E**

$$M_{max}^a = -203,203 \text{ kN.m}$$

$$A^a = 13,25 \text{ cm}^2$$

➤ **E.L.S :**

Comme la fissuration est peu nuisible, il suffira de vérifier seulement la contrainte dans le

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

$$\sigma_{bc} = K \cdot y_1 = 0,603 \cdot 16,88 = 10,181 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ l'armature calculée convient.

➤ **Armatures minimales :**

BAEL99 :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{min} = \left(0,23 \cdot 35 \cdot 40,5 \cdot \frac{2,1}{400}\right) \rightarrow A_{min} = 1,71 \text{ cm}^2$$

RPA99/Version2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h \rightarrow 0,5\% \cdot 35 \cdot 45 \rightarrow A_{min} = 7,875 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures finales :**

$$A^a = \max(A^a; A_{min(BAEL)}; A_{min(RPA)}) \rightarrow A_a = \max(13,25; 1,71; 7,875)$$

$$A^a = 13,25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte } (3T20 + 3T14) \rightarrow A_t = \mathbf{14,04 \text{ cm}^2}$$

VI.1.1.2. Vérification de l'effort tranchant :

La fissuration est peu nuisible $\Rightarrow \overline{\tau_u} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$T_{max} = 232,91.10^3 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot d \cdot 100} = \frac{232,91.10^3}{35.40,5.100} = 1,643 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

➤ **Calcul des armatures transversales :**

a. Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{l_{max}}; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{450}{35}; 16; \frac{400}{10}\right) = 1,285 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 12,85 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t \leq 8 \text{ mm}$

Soit : $4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

b. Calcul de l'espacement :

➤ **Selon le BAEL₉₁ :**

b.1. Espacement maximal:

$$St_1 \leq \min(0,9 \cdot d; 40 \text{ cm}) = \min(36,45; 40 \text{ cm}) = 36,45 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t f_{et}}{0,4 \cdot b} = \frac{2,01.235}{0,4.40} = 29,52 \text{ cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9 \cdot A_t f_{et}}{\gamma_s \cdot b [\tau_{ur} - (0,3 \cdot K \cdot f_{tj}^*)]}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9.2,01.235}{1,15.40[1 - (0,3.1.2,1)]} = 17,02.$$

Avec : $K=1$; en cas de $\left\{ \begin{array}{l} \text{flexion simple.} \\ \text{pas de reprise de bétonnage.} \\ \text{fissuration peu nuisible.} \end{array} \right.$

$$f_{tj}^* = \min(f_{tj}; 33 \text{ MPa}) = 2,1 \text{ MPa}$$

➤ **Selon RPA₉₉ :**

-En zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min(11,25; 19,2) = 11,25 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } St = \mathbf{10cm}$.

-En zone courante : $St' \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \rightarrow \text{soit } St' = \mathbf{15cm}$.

c. Section d'armature des barres transversales d'après le RPA₉₉ :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $At = 0,003 \times St \times b = 0,003 \cdot 10 \cdot 35 = 1,05 \text{ cm}^2$

En zone courante : $At = 0,003 \times St' \times b = 0,003 \cdot 15 \cdot 35 = 1,57 \text{ cm}^2$

d. Recouvrement des barres longitudinales :

Selon le (RPA₉₉/Version₂₀₀₃), la longueur de recouvrement dans la zone II est :

$L_r = 40\phi_l \rightarrow L_r = 40 \cdot 16 \rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$.

➤ **Vérification de la compression du béton :**

$$T_{max} \leq 0,4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$a = \min(\hat{a}; 0,9 \cdot d)$$

$$\hat{a} = 35 - c - 2 = 30 \text{ cm} \quad \text{avec : } c = 3 \text{ cm}$$

$$a = \min(30 ; 0,9 \cdot d) = 30 \text{ cm}.$$

$$T_{max} \leq 0,4 \times 40 \times 30 \times \frac{25}{1,5} = 800 \text{ kN}.$$

$T_{max} = 176,4 \text{ kN} < 800 \text{ kN} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

Tableau récapitulatif de ferrailage:

Armature finale		
	PP (40x45)	PS (40x40)
Travée	3T14+3T12	5T14
Appui	3T20+3T14	2T20+3T14

Tableau. VI.2. Ferrailage des poutres.

Schémas de ferrailage:

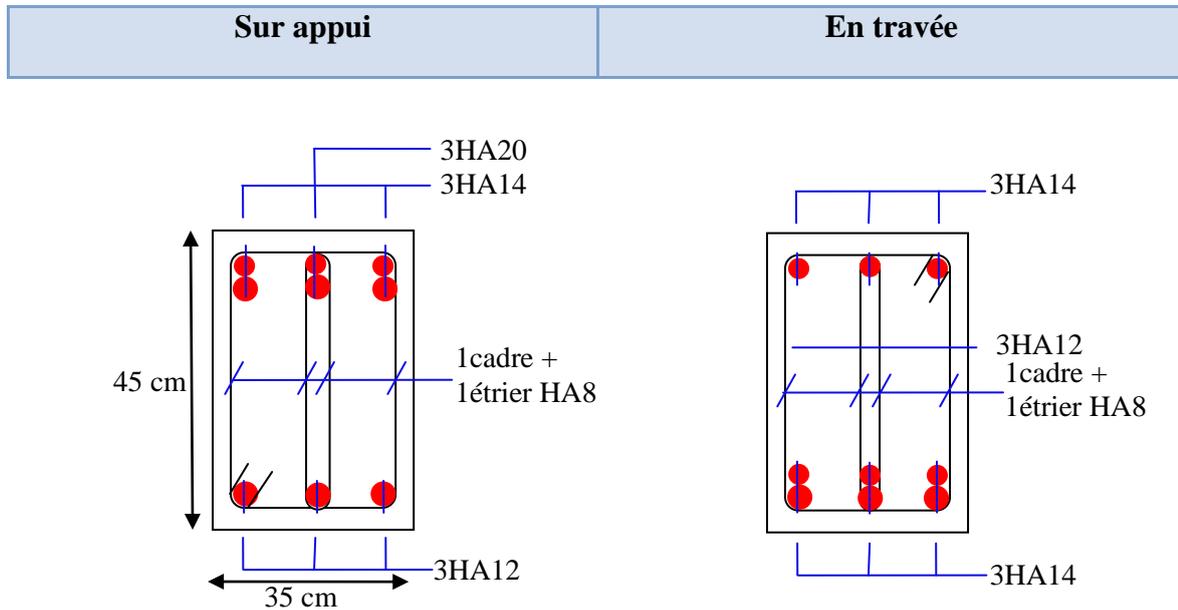


Fig.VI.1. Ferrailage des poutres principales (40×45).

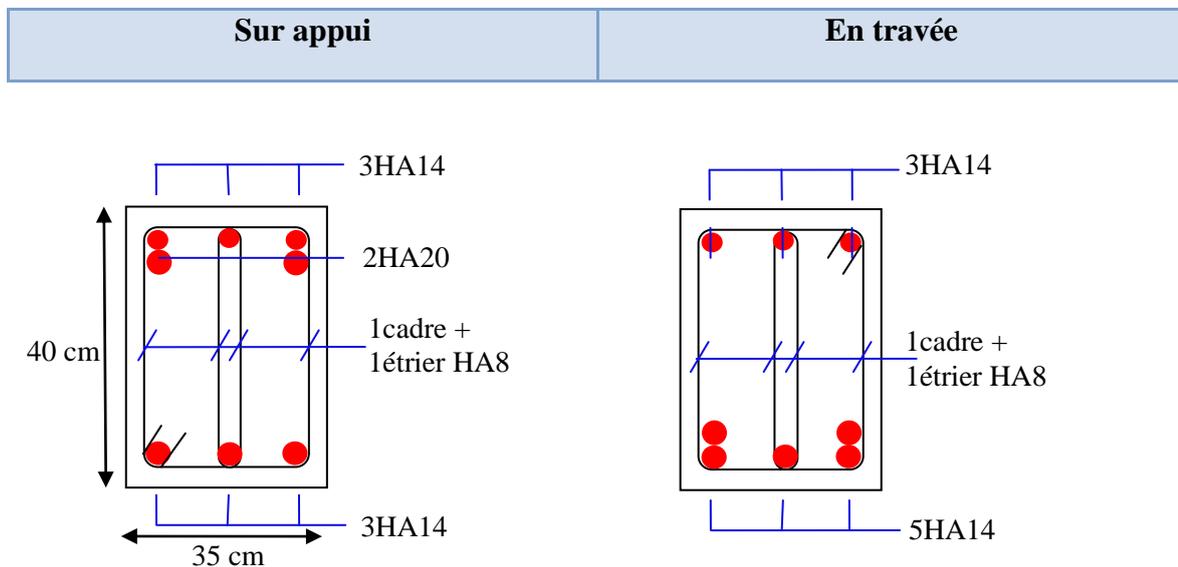


Fig.VI.2. Ferrailage des poutres secondaires (40×40).

VI.2. Etude 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 et transversal. Donc ils sont calculés en flexion composée.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	F_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	γ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,5	1	400	400

Tableau.VI.3. Caractéristiques mécanique des matériaux.

VI.2.1 Combinaison des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- **Selon B.A.E.L 91 :** (Combinaison fondamentale)
 - **ELU** $1,35 G + 1,5 Q$
 - **ELS** $G + Q$
- **Selon R.P.A 99** (situation accidentelle)
 - $G + Q + E$
 - $0,8G \pm E$ avec E : charge due à la force sismique.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes

N max → *M correspondant*

M max → *N correspondant*

N min → *M correspondant*

VI.2. Ferrailage des poteaux :

a. Les armatures longitudinales :

-Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.

-Le pourcentage minimale sera de : 0,80 % sections du poteau (*Zone IIa*).

-Le pourcentage maximal sera :

- 4 % en zone courante.
- 6 % zone de recouvrement.

-Le diamètre minimal est de $\Phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.

-La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (*zone IIa*).

-La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

$$L = 25 \text{ cm.}$$

-Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieure des zones nodales (zones critique) avec :

$$h' = \max (h_e/6; b; h; 60\text{cm}).$$

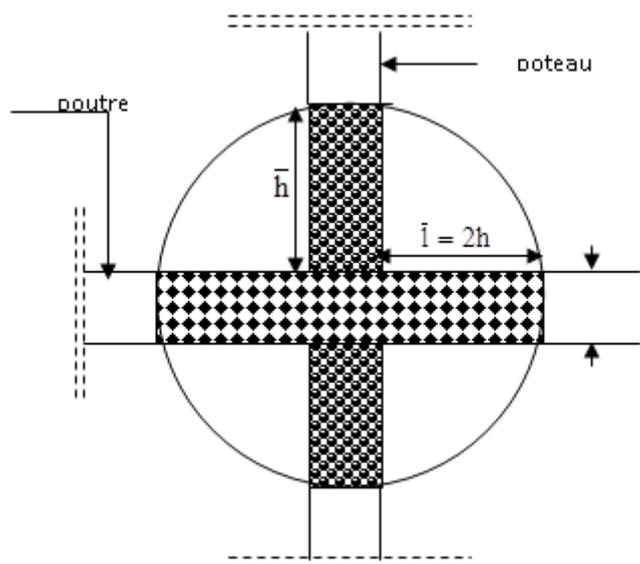


Fig. VI.3. Détail de la zone nodale

b. Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \text{ si l'élançement géométrique} \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \text{ si l'élançement géométrique} \leq 5 \end{cases}$$

h : Hauteur totale de la section brute.

S_t : espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\Phi_l^{\min}, 15\text{cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min(15\Phi_l^{\min}) & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

-La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{bxS_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0.8 \% \quad (\Phi > 12\text{mm})$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites du poteau

Avec : $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$ a et b, les dimensions de la section du poteau.

-Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants

$\Phi_{\min} > 12$ mm pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

-Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_{\min}$

VI.3. Tableaux des sollicitations:

Section (cm ²)	Combinaison Fondamentale		Combinaison accidentelle				
	1 ^{er} cas		2 ^{ème} cas		3 ^{ème} cas		
	1,35G + 1,5 P		G + P ± E		0,8G ± E		
N _{max} (kN)	M _{corr} (kN.m)	M _{max} (kN)	N _{corr} (kN.m)	N _{min} (kN)	M _{corr} (kN.m)	V _{max} (kN)	
(50x50)	-2338,42	-3,38	-1702,91	-2,47	-1151,67	-1,73	44,66
(40x40)	-1216,08	-4,235	-866,65	-3,078	-607,47	-2,036	34,32

Tableaux. VI.4. Sollicitations des poteaux.

VI.2.4. Exemple de calcul :

a. Armatures longitudinales :

Prenons un exemple de calcul le poteau de section (50x50) en adoptant les sollicitations à l'ELUR.

➤ 1^{er} cas :

Combinaison fondamentale → 1,35G + 1,5P

$$\begin{cases} N_{max} = -2338,42 \text{ kN} \\ M_{corr} = -3,38 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{3,38}{2338,42} = 0,0015 \text{ m} = 0,15 \text{ cm}$$

$$e_G = 0,15 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 8,33 \text{ cm} \rightarrow \text{compression centrée.}$$

Le calcul se fait en compression simple ; D'après le BAEL₉₁ on a :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9\theta\gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right) \Rightarrow A_u \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9\theta\gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

-La section réduite B_r :

$$B_r = (a-2)(b-2) \rightarrow B_r = (50-02)(50-02) = 2304 \text{ cm}^2$$

Pour une section rectangulaire $(b \times h)\lambda = \frac{l_f}{i} = 3,46 \frac{l_f}{b}$; avec $l_f = 0,7 \cdot l_0$

$$\rightarrow \lambda = \frac{3,46 \cdot 3,094}{50} = 21,41 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{21,41}{35}\right)^2} = 0,790$$

$$N_u = 2338,42 \text{ kN}$$

$$A_u \geq \left[\left(\frac{2338,42}{0,79} - \frac{2304 \cdot 10^2 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,1,5} \right) \cdot \frac{1,15}{400} \right] \cdot 10^{-2} = -37,5658 \text{ cm}^2$$

$A_u = -37,57 \text{ cm}^2 < 0$; signifie que la section du béton résiste toute seule.

➤ **2^{ème} cas :**

Combinaison fondamentale $\rightarrow G + P \mp E$

$$\begin{cases} N_{max} = -1702,91 \text{ kN} \\ M_{corr} = -2,47 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{2,47}{1702,91} = 0,15 \text{ cm}$$

$$e_G = 0,15 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 8,33 \text{ cm} \rightarrow \text{compression centrée.}$$

Le calcul se fait en compression simple ; D'après le BAEL₉₁ on a :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,9\theta\gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right) \Rightarrow A_u \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9\theta\gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

-La section réduite B_r :

$$B_r = (a-2)(b-2) \rightarrow B_r = (50-02)(50-02) = 2304 \text{ cm}^2$$

Pour une section rectangulaire $(b \times h)\lambda = \frac{l_f}{i} = 3,46 \frac{l_f}{b}$; avec $l_f = 0,7 \cdot l_0$

$$\rightarrow \lambda = \frac{3,46 \cdot 3,094}{50} = 21,41 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{21,41}{35}\right)^2} = 0,790$$

$$N_u = 1702,91 \text{ kN}$$

$$A_u \geq \left[\left(\frac{1702,91}{0,79} - \frac{2304 \cdot 10^2 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,1,5} \right) \cdot \frac{1,15}{400} \right] \cdot 10^{-2} = -60,69 \text{ cm}^2$$

$A_u = -60,69 \text{ cm}^2 < 0$; signifie que la section du béton résiste toute seule.

➤ **3^{ème} cas :**

Accidentelle $\rightarrow 0,8G \pm E$

$$\begin{cases} N_{min} = -1151,67 \text{ kN} \\ M_{corr} = -1,73 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{1,73}{1151,67} = 0,15 \text{ cm}$$

$$e_G = 0,15 \text{ cm} < \frac{h}{6} = 8,33 \text{ cm} \rightarrow \text{compression centrée.}$$

Le calcul se fait en compression simple ; D'après le BAEL₉₁ on a :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,90 \gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right) \Rightarrow A_u \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,90 \gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

-La section réduite B_r :

$$B_r = (a-2)(b-2) \rightarrow B_r = (50-02)(50-02) = 2304 \text{ cm}^2$$

Pour une section rectangulaire $(b \times h) \lambda = \frac{l_f}{i} = 3,46 \frac{l_f}{b}$; avec $l_f = 0,7 \cdot l_0$

$$\rightarrow \lambda = \frac{3,46 \cdot 3,094}{50} = 21,41 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{21,41}{35}\right)^2} = 0,790$$

$$N_u = 1151,67 \text{ kN}$$

$$A_u \geq \left[\left(\frac{1151,67}{0,79} - \frac{2304 \cdot 10^2 \cdot 25}{0,9 \cdot 1,1,5} \right) \cdot \frac{1,15}{400} \right] \cdot 10^{-2} = -80,75 \text{ cm}^2$$

$A_u = -80,75 \text{ cm}^2 < 0$; signifie que la section du béton résiste toute seule.

b. La section d'acier minimale :

-selon BAEL₉₁ :

$$A_{min} = \max(4 \text{ cm de perimetre} ; 0,2\% \cdot b \cdot h) = \max(8 ; 5) \text{ cm}^2 \rightarrow A_{min} = 8 \text{ cm}^2$$

-selon RPA₉₉ Version₂₀₀₃ :

$$A_{min} = 0,8\% \cdot b \cdot h \rightarrow A_{min} = 0,8\% \cdot 50 \cdot 50 \rightarrow A_{min} = 20 \text{ cm}^2$$

c. La section d'acier maximale :

-selon BAEL₉₁ :

$$A_{max} = 5\% \cdot b \cdot h = 5\% \cdot 50 \cdot 50 = 125 \text{ cm}^2$$

-selon RPA₉₉ Version₂₀₀₃ :

En zone courante :

$$A_{max} = 4\% \cdot b \cdot h \rightarrow A_{max} = 4\% \cdot 50 \cdot 50 = 100 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\% \cdot b \cdot h \rightarrow A_{max} = 6\% \cdot 50 \cdot 50 = 150 \text{ cm}^2$$

d. Armatures finales:

$$A_f = \max (A_{calculée}; A_{BAEL}; A_{RPA}).$$

$$A_f = \max (0; 8,00; 20) \text{cm}^2 \quad A_f = 20 \text{ cm}^2$$

-Tableaux récapitulatifs des armatures appliquées :

Dimension (cm ²)	Cas	A _{cal} (cm ²)	A _{minBAEL}	A _{minRPA}	A _{adapté}	L _r (cm)
50x50	1 ^{er}	0	8,00	20,00	8T14+4T16 =20,36cm ²	65
	2 ^{eme}	0				
	3 ^{eme}	0				
40x40	1 ^{er}	0	6,4	12,8	4T14+4T16 =14,2cm ²	65
	2 ^{eme}	0				
	3 ^{eme}	0				

Tableaux. VI.5. Ferrailage des poteaux.

VI.2.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{a \cdot d \cdot 100}$$

La fissuration est peu nuisible $\Rightarrow \overline{\tau_u} = \min (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa})$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa.}$$

On doit avoir : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Tableau récapitulatif de vérification de l'effort tranchant dans les poteaux :

Section (cm ²)	T _{max} .10 ³ N	τ _u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	τ _u ≤ $\overline{\tau_u}$ (MPa)
(50x50)	44,66	0,198	3,33	Condition Vérifiée
(40x40)	34,32	0,238	3,33	Condition Vérifiée

Tableau. VI.6. Vérification de l'effort tranchant dans les poteaux.

a. Détermination de la zone nodale :

- Exemple de calcul :

Poteau (50x50)

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) \rightarrow h' = \max\left(\frac{408}{6}; 50; 50; 60\text{cm}\right) \rightarrow h' = 68\text{cm}$$

$$L' = 2h \rightarrow L' = 2.50 \rightarrow L' = 100\text{cm.}$$

$$\text{la zone nodale} \begin{cases} h' = 68\text{cm} \\ L' = 100\text{cm} \end{cases}$$

Poteau	h_e (cm ²)	$h_e/6$ (cm ²)	b_1 (cm ²)	h_1 (cm ²)	h' (cm ²)	L' (cm ²)
50x50	442	73.67	50	50	68	100
40x40	320	53.33	40	40	53.33	80

Tableau. VI.7. Détermination de la zone nodale

b. Armatures transversales :

b.1. Espacement des armatures transversales :

Selon RPA₉₉ :

La zone nodale: $St \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15\text{cm}) \Rightarrow St \leq \text{Min}(15.1,6 ; 15\text{cm})$ on prendra $St = 10\text{ cm}$

La zone courante : $St' \leq 15\phi_1 = 24$ on prendra $St' = 15\text{cm}$

b.2. Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_{l_{max}}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\text{-Poteaux (50x50) cm}^2; \phi_t = \min\left(\frac{500}{35}; 16; \frac{500}{10}\right) = (14,28; 16; 50)\text{mm} \Rightarrow \phi_t \leq 14,28\text{mm}$$

$$\text{-Poteaux (40x40) cm}^2; \phi_t = \min\left(\frac{400}{35}; 16; \frac{400}{10}\right) = (11,43; 16; 40)\text{mm} \Rightarrow \phi_t \leq 11,43\text{mm}$$

b.3. Section d'armatures :

$$\frac{At}{t} = \frac{St. \rho}{h. f_e} \Rightarrow At = \frac{St. \rho. T_{max}}{h. f_e}$$

Poteau 50x50 cm ²					Poteau 40x40 cm ²				
poteau	Tmax (kN)	ρ	H	fe	λ_g	St	St	At cm ²	
						Nodale	Courante	ZN	ZC
50x50	44,66	2,5	50	235	7,14	10	15	0,95	1,42
40x40	34,32	2,5	40	235	5,36	10	15	0,91	1,37

Tableau. VI.8. Section d'armatures.

VI.2.5. Ferrailage de A_t :

➤ Zone nodale :

Type	At min nodale	At calculée	At appliquée	A choisie
50x50	1,2	0,95	1,2	4T8
40x40	1,2	0,91	1,2	4T8

Tableau. VI.9. Ferrailage d' A_t Zone nodale.

➤ Zone courante :

Type	At min nodale	At calculée	At appliquée	A choisie
50x50	1,8	1,42	1,8	4T8
40x40	1,8	1,37	1,8	4T8

Tableau. VI.10. Ferrailage de A_t Zone courante

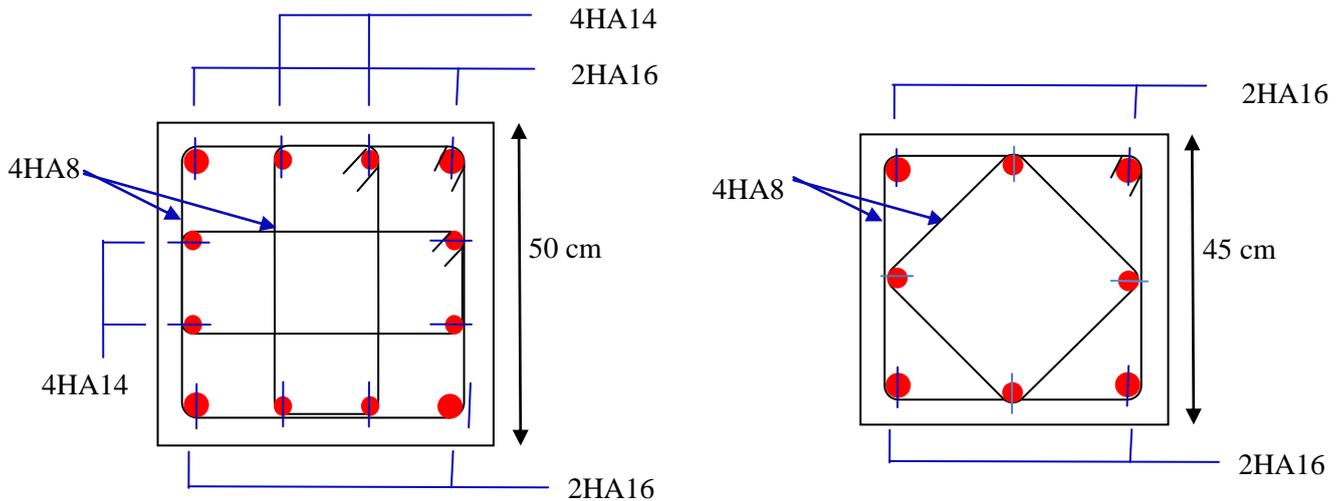


Fig. VI.4. Schémas de ferrailage des poteaux

VI.3. Ferrailage des voiles :

VI.3.1. Stabilité des constructions vis-à-vis les charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types des structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structure contreventée par voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles et portiques appelés contreventement, dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

VI.3.2. Rôle de contreventement :

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ✓ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ✓ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

VI.3.3

VII.. Ferrailage des voiles

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

VI.3.4. combinaisons

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) est les suivants :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

VI.3.5. Prescriptions imposées par RPA99

1) Aciers verticaux

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99** et décrites ci-dessous :

- a) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.
- b) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.
- c) A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

2) Aciers horizontaux

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

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 .

3) Règles générales

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

- a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur

de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1.5.e$$

$$S \leq 30cm$$

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'extérieure.

c) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ 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.

VI.3.6. Ferrailage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de :

$$d \leq \min\left(h_e; \frac{2L}{3}\right) \quad \text{Article 7.7.4 RPA 99 (version 2003)}$$

L : est la longueur de la zone comprimée.

VI.3.7. Exemple d'application :

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles V_5 ($L=3,30m$):

-Détermination des sollicitations :

$$M = 3632,091 \text{ kN.m} \quad I = (0,20 \times 3,30^3) / 12 = 0.598 \text{ m}^4$$

$$\Omega = 0,66 \text{ m}^2$$

$$N = 2207,29 \text{ kN.m} \quad v = h/2 = 1.65$$

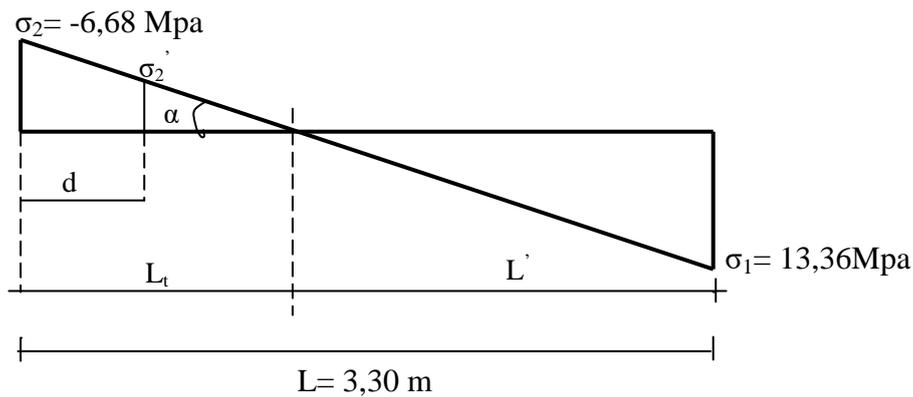
a. Armatur verticale:

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.v}{I} = \frac{2207,29}{0.66} + \frac{3632,091 \times 1.65}{0.598}$$

$$\sigma_1 = 13.36 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.v}{I} = \frac{2207,29}{0.66} - \frac{3632,091 \times 1.65}{0.598}$$

$$\sigma_2 = -6.68 \text{ Mpa}$$



b. calcul de L' :

$$L_t = L \cdot \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 3,30 \cdot \left(\frac{6,68}{6,68 + 13,36} \right) = 1,10 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 3,30 - 1,10 = 2,20 \text{ m}$$

$$d \leq \min(3,30 / 2, (2/3) \times 2,20) = 1,46 \text{ m} \quad \text{soit : } d = 1,46 \text{ m}$$

$d > L_t$ donc d dans la zone comprimée alors $\sigma_2' = 0$ ($d = L_t$)

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{\Omega'} + \frac{M_1 \cdot v_1'}{I'}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_1}{\Omega'} - \frac{M_1 \cdot v_1'}{I'}$$

$$I' = (0,2 \times 1,10^3) / 12 = 0,022 \text{ m}^4$$

$$v_1' = 1,10 / 2 = 0,55 \text{ m}$$

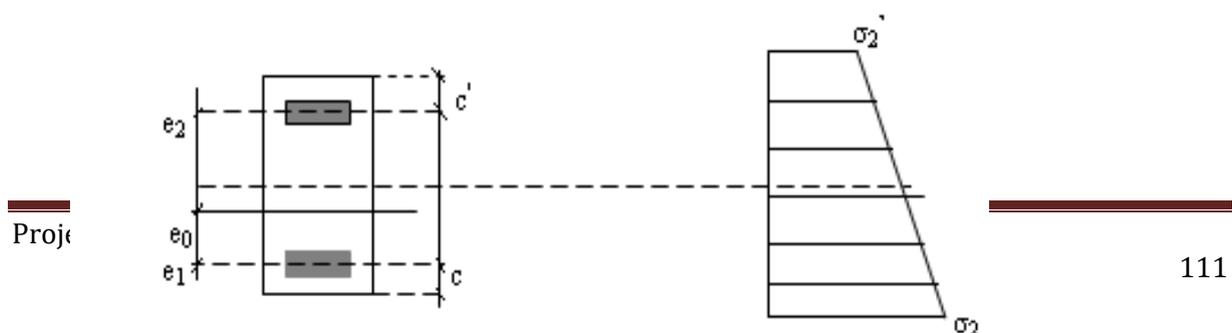
$$\Omega' = 0,2 \times 1,10 = 0,220 \text{ m}^2$$

Donc:

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \quad \Rightarrow N_1 = -734,80 \text{ kN}$$

$$M_1 = (I' / 2v_1') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \quad \Rightarrow M_1 = 133,60 \text{ kNm}$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = -0,18 \text{ m} < d/6 \quad \text{et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T (section entièrement tendue).}$$



$$\text{Soit : } c = c' = 5 \text{ cm}$$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0.68 \text{ m}$$

$$e_2 = h/2 + e_0 - c' = 1.42 \text{ m}$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_c = 12.34 \text{ cm}^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_c = 5.94 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = 18.29 \text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{ml/face} = 8.32 \text{ cm}^2$$

c. Armatures minimales exigées par les RPA 99/Version 2003

D'après l'Article 7.7.4.1 des RPA 99/Version 2003:

$$A_{RPA} = 0.20\% \text{ b } L_t$$

b : Epaisseur du voile.

L_t : Longueur de la section tendue.

$$A_{RPA} = 0.20\% \times 0.20 \times 1.1 = 4.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA}/\text{ml/face} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

d. Le pourcentage minimal :

$$A_{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 0.20 \times 3.30 = 9.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{ml/face} = 4.5 \text{ cm}^2/\text{ml/face}.$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max (A_s, A_{\min}, A_{RPA}) = 18.29 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié du voile grâce à la symétrie :

$$A_s = 2 \times 8.32 \times (3.30/2) = 25.23 \text{ cm}^2. \text{ (Pour les 2 faces)}$$

En zone courante : soit **14HA12** ($A_s = 18.10 \text{ cm}^2$)

En zone d'about : soit **8HA12** ($A_s = 9.05 \text{ cm}^2$)

- Sens verticale :

$$\text{On prend } \rightarrow A_v = 14HA12 + 8HA12 \rightarrow A_v = 27,15 \text{ cm}^2.$$

- **Sens longitudinale :**

$$A_L = \frac{A_v}{4} = \frac{27.15}{4} = 6,18 \text{ cm}^2.$$

On prend $\rightarrow A_L = 10 \text{ HA } 10 \rightarrow A_v = 7,85 \text{ cm}^2.$

- **Espacement :**

$$S \leq \min(1,5 e; 30) \text{ cm} \rightarrow S \leq \min(1,5 \cdot 20; 30) \text{ cm} \rightarrow S \leq 30 \text{ cm}.$$

D'après le RPA99 l'espacement en zone d'about est égal à la moitié de l'espacement de la zone courante.

On prend $S=10 \text{ cm} \rightarrow$ la zone d'about

On prend $S=20 \text{ cm} \rightarrow$ la zone courante

- **longueur de recouvrement :**

$$L_r = 40 \phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \quad \text{soit } L_r = 50 \text{ cm}.$$

VI.3.8. Vérification à l'effort tranchant :

• **Au niveau du RDC:**

$$\text{La fissuration est peu nuisible} \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_{u\text{max}} = 231 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\text{max}}}{b \times d \times 100} = \frac{231 \times 10^3}{20 \times 297 \times 100} = 0,39 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

• **Au niveau d'étage courant:**

$$\text{La fissuration est peu nuisible} \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$T_{u\text{max}} = 213,19 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\text{max}}}{b \times d \times 100} = \frac{213,19 \times 10^3}{20 \times 297 \times 100} = 0,35 \text{ MPa}$$

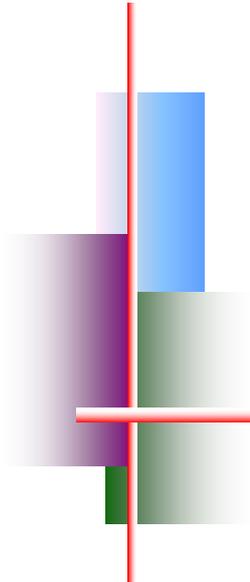
$\tau_u < \overline{\tau_u} \rightarrow$ Condition vérifiée.

Donc les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

Voile	V ₁	V ₂	V ₃	V ₄	V ₅	V ₆	V ₇	V ₈
M (kN.m)	1892.0	1406.4	1310.	1393.3	3632.0	911.68	260.48	1206.9
N (kN)	2276.92	1230.5	2958.79	1637.7	2207.29	1029.26	2124.99	916.28
L (m)	3.3	2.1	2.2	2.2	3.3	2	0.9	2.1
σ_1 (MPa)	8.662	12.497	14.847	12.358	13.350	9.411	21.453	10.392
σ_2 (MPa)	-1.762	-6.638	-1.398	-4.914	-6.661	-4.265	2.158	-6.029
A _s /ml/face (cm ²)	2.203	8.297	1.748	6.143	8.327	5.331	2.697	7.536
A _{s adop} (cm ²) 2 faces	16.763	39.510	17.944	27.921	25.233	26.653	12.140	35.887
S _t d'about (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
S _t courante (cm)	20	20	20	20	20	20	10	20
HA d'abouts (cm ²)	6HA12	10HA14	6HA12	10HA12	8HA12	10HA12	4HA12	8HA14
HA courante (cm ²)	10HA12	16HA14	10HA12	16HA12	14HA12	14HA12	8HA12	16HA14

Tableau. VI.11. Tableau de ferrailage



Chapitre VIII



*étude de
l'infrastructure*

Chapitre VIII. Etude de l'infrastructure

Introduction:

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la Superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées Directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations Profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Une fondation sert à :

- Réaliser l'encastrement de lastructure.
- La bonne répartition descharges.
- Limiter les tassements dusol.

choix du type de fondation:

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et le poids de la superstructure.
- La capacité portance de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

Selon le rapport du sol, la contrainte admissible du sol est estimée à $\bar{\sigma}_1=2\text{bars}$.

types de fondations:

Pour le cas des bâtiments courants, on distingue deux types de fondations qui sont :

a) Fondations superficielles:

- Semelles isolées;
- Semelles filantes;
- Semelles générales.

b) Fondations profondes:

- Semelles sur puits;
- Semelles sur pieux

les combinaisons d'action :

D'après le RPA99 (article 10.1.4.1) les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

vérifications des semellesisolées

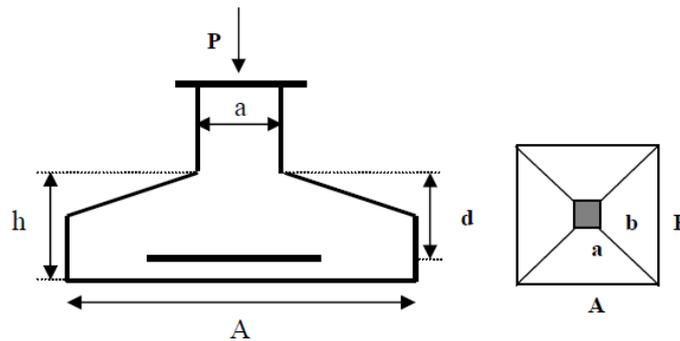


Fig VIII.1. Schéma d'une semelle isolée

La vérification à faire est : $\sigma = \frac{N}{\frac{A \times B}{\frac{A}{a} \times \frac{B}{b}}} \leq \sigma_{sol} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \\ A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B \end{array} \right.$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

N : L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par logiciel ROBOT 2015

S : surface de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$

$$\frac{N}{S} \leq c_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

$$N = 109020 \text{ KN}$$

$$s \geq \frac{109020}{200} = 545.1 \text{ m}^2 \Rightarrow A \times B \geq \frac{2096.525}{200} = 545.1 \text{ m}^2$$

$$A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B \Rightarrow A = B \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{109020}{200}} = 23.35 \text{ m}$$

Poteau le plus sollicité		N [KN]	$\bar{\sigma}_l$ [KN/m ²]	La section S [m ²]	A=B [m]	Semelle	
a [m]	b[m]					A [m]	B [m]
0,50	0,50	109020	200	545,1	23,35	24	24

Tableau VIII.1 : Tableau de pré dimensionnement de la semelle isolée.

D'après le résultat on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les semelles, car on dispose des distances entre axes des poteaux plus petite dans le sens xx', donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure

Vérification des semellesfilantes

On doit vérifier que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par : $s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$

D'après le logicielle ROBOT 2015 : N = 60000 KN

$$s \geq \frac{60000}{200} = 300^2$$

La surface globale des semelles est : 300 m²

La surface globale de bâtiment est : 371,18 m²

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{300}{371.18} = 81\%$$

La surface des semelles est supérieure à 50% de la surface totale du bâtiment. Donc, Ce choix ne convient pas.

VIII.4 Etude du radier :

.1 Généralité:

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour reposant sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol (présence d'eau dans le sol).
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré afin d'augmenter sa rigidité.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

- ✓ Situation durable et transitoire :

L'état limite ultime [E L U] : $1,35G + 1,5Q$

L'état limite de service [E L S] : $G+Q$

- ✓ Situation accidentelle : [RPA99(V2003)/10.1.4.1]

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

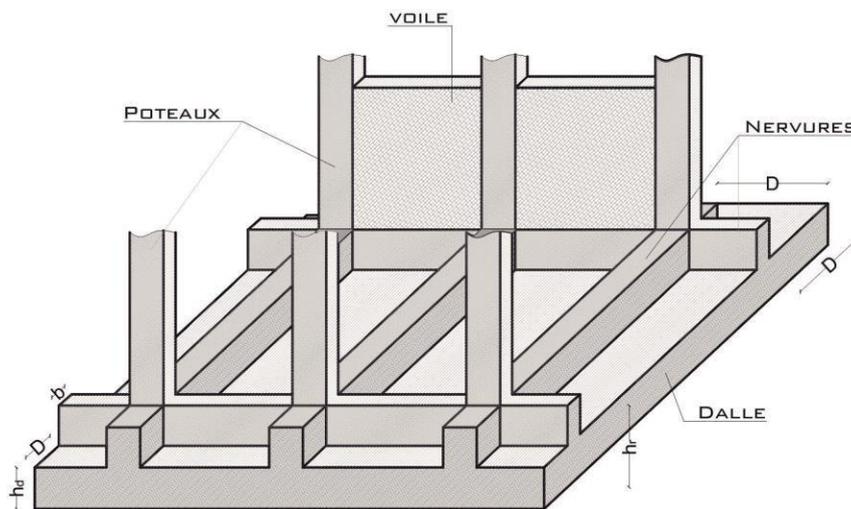


Fig VIII.2 : Radier nervurés.

VIII.4 .2 Pré dimensionnement du radier

.2.1 Hauteur du radier

La hauteur (h) du radier sera déterminée en tenant compte des conditions

suivantes :

- Condition forfaitaire;
- Condition de rigidité;
- Condition de non cisaillement

a) Condition forfaitaire :

Selon BAEL 91(Pratique de BAEL 91.p 382)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \text{ Avec: } L: \text{ Longueur de la plus grand portée entre axe}$$

$$\frac{570}{15} < h < \frac{570}{10} \Rightarrow 38 \leq h \leq 57 \text{ en prend } h = 40\text{cm}$$

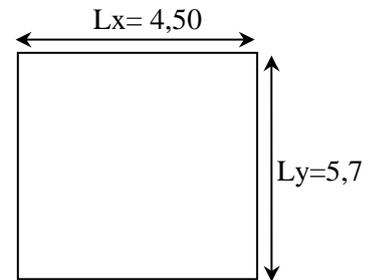


Fig. VIII.3. Dimensions d'un panneau de la dalle le plus défavorable

b) Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{y_b} = 0,93 \text{ Mpa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$u = \frac{T_{max_u}}{b \times d} \frac{max_u}{b \times 0.9 \times h}$$

Avec:

τ_u : Contrainte tangente ;

$\bar{\tau}_u$: Contraintetangenteadmissible

T_{max} : Effort tranchant max ;

L_{max} : La plus grande portée entre axe des poteaux en (cm).

$$q = \frac{N_u \times 1mL}{S_{rad}} = 161.65KN/m^2$$

$$T_{max_u} = \frac{q \times L}{2} = 460.69KN$$

.....

$$h \geq \max (h_1; h_2) \Rightarrow h \geq \max (40; 55) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h \geq 55\text{cm} \quad \text{on prend } h = 60\text{cm}$$

.2.2Nervure:

a) Condition de la raideur:

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que : $L \leq \dots \dots \dots$

Avec :

- L_e : longueur élastique : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4XEXI}{K \times B}}$
- E : module d'Yong du béton ($E=3.10^4$ Mpa);
- I : inertie du radier $I = \frac{b \times h^3}{12}$
- B : largeur duradier.
- K : coefficient d'élasticité du sol.

Pour un sol de densité moyenne, $K=50$ MN/m³ [HENRY THONIER ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 305).

Pour notre cas : $L= 5,7$ m.

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 50}{3 \times 10^4} (2 \times 5.7^4)} \Rightarrow h \geq 0,88\text{m on prend } h = 90\text{cm}$$

b) Condition de la flèche:

$$\frac{L_{max}}{15} < h < \frac{L_{max}}{10}$$

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

$$h \geq \max (h_1;h_2) \Rightarrow h \geq \max (88;50) \text{ cm}$$

$$h \geq 88 \text{ cm en prend } h = 90\text{cm}$$

$$0,4 h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 36 \leq b \leq 72 \text{ en prend } b=70\text{cm}$$

Conclusion :

Épaisseur de la dalle duradier	h [cm]	60
Dimensions De la nervure	h_N [cm]	90
	b [cm]	70

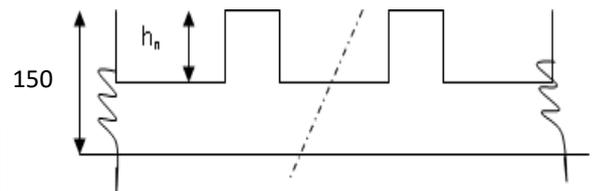


Fig.VIII.4. Dimension du radier.
Fig.IX.4. Dimensions du radier.

Tableau VIII.2 : Tableau des dimensions du radier nervuré.

VIII.4 .3 Calcul le débordement :

$$d \geq \max \left(\frac{hr}{2}; 30\text{cm} \right) = \max \left(\frac{60}{2} = 30; 30\text{cm} \right) \Rightarrow d \geq 35 \text{ cm}$$

On prendra **d = 50 cm**

Donc on ajoute au radier un débord minimal de largeur $l_d = 0,5 \text{ m}$ de chaque côté.

Surface totale du bâtiment	$l_d[\text{m}]$	Surface du débord	Surface du radier $[\text{m}^2]$
$S_{\text{bat}} [\text{m}^2]$		$S_{\text{débord}}[\text{m}^2]$	$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{débord}}$
371,18	0,5	44,75	415,93

Tableau VIII.3 : Tableau de calcul de la surface du radier nervuré.

.4 Détermination des sollicitations:

1) Caractéristiques du radier:

Dimension du radier				Centre de gravité		Moment d'inertie		Surcharge d'exploitation
h	h_d	h_N	S_{radier}	X_G	Y_G	$I_{xx} [\text{m}^4]$	$I_{yy} [\text{m}^4]$	$Q_r [\text{KN}]$
[cm]	[cm]	[cm]	$[\text{m}^2]$	[m]	[m]			$5 \times S_{\text{radier}}$
150	60	90	415,93	12,98	9,54	3877,83	10867,6	2079,65

Tableau VIII.4 : Tableau récapitulatif des caractéristiques du radier.

2) Combinaisons d'actions:

Situation	Formule	$N_1[\text{KN}]$	$N_2[\text{KN}]$	N	$M_x[\text{KN.m}]$	$M_y[\text{KN.m}]$
				N_1+N_2		
Situation durable et transitoire	$(1,35G+1,5Q)+(1,0) N^1 N^2$	68718,44	3746,7	72465,14	48,82	78,85
Situation accidentelle	$(G+Q+E)+(Q_r) N^1 N^2$	49798,34	2497,8	52296,14	131,440	88,078
ELS	$(GQ+(Q_r) N^1 N^2$	49798,34	2497,8	52296,14	23,218	13,538

Tableau VIII.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

N^1 : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel ROBOT 2015 en (KN);

M_x et M_y : Résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée en(KN.m).

1) Vérification des contraintes sous radier:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{s} + \frac{M \cdot v \sigma_m}{I} - \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

σ_1 et σ_2 : Contraintes du sol sous la structure (sous le radie) en (bar) ;

σ_m : Contraintes moyenne du sol en (bar) ;

$\bar{\sigma}_m$: Contraintes admissible du sol en(bar).

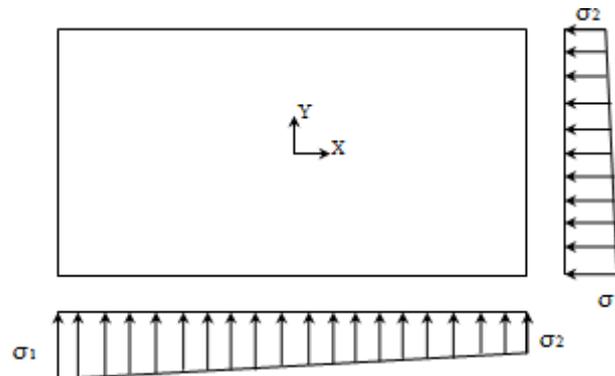


Fig VIII.5 : Schéma des contraintes du sol

➤ Vérification des contraintes suivant X-X:

Situation	N [KN]	I _{xx} [m ⁴]	M _x [KN.m]	V _x [KN]	S _{radier} [m ²]	$\bar{\sigma}_{dm}$	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m]	Σ_{moy} [KN/m ²]
						$2 \times \bar{\sigma}_{0l}$ [KN/m ²]			
ELU	72465,14	3877,83	48,82	376	415,93	400	178,958	169,490	174,224
ACC	52296,14		131,440				138,477	112,988	125,732
ELS	52296,14		23,218				127,984	123,481	125,732
Vérification des contraintes $\sigma_{1,2} \leq \bar{\sigma}_{dm}$							cv	cv	Cv

Tableau. VIII.6 : vérification des contraintes suivant X-X

➤ Vérification des contraintes suivant y-y:

Situation	N [KN]	I _{yy} [m ⁴]	M _y [KN.m]	V _y [KN]	S _{radier} [m ²]	$\bar{\sigma}_{dm}$	σ_1 [KN/m ²]	σ_2 [KN/m]	Σ_{moy} [KN/m ²]
						$2 \times \bar{\sigma}_{0l}$ [KN/m ²]			
ELU	72465,14	3877,83	78,85	376	415,93	400	181,869	166,579	174,334
ACC	52296,14		88,078				134,273	117,192	125,732
ELS	52296,14		13,538				127,045	124,420	125,732
Vérification des contraintes $\sigma_{1,2} \leq \bar{\sigma}_{dm}$							cv	cv	Cv

Tableau. VIII.7 : vérification des contraintes suivant Y-Y

1) Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement:

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$P \geq 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

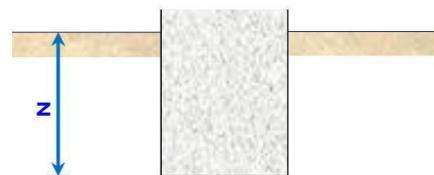


Fig.VIII.6 : Encrage de la structure

Avec :

P : Poids de la structure en (KN) ;

S : Surface d'assise de la structure en (m²) ;

γ : Poids volumique de l'eau en ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$) ; Z : L'ancrage en (m).

$$P \geq 1,5 \times 415,93 \times 10 \times 3,23 = 20151,808 \text{ KN}$$

$$P = 68718,44 \text{ KN} \geq 20151,808 \text{ KN} \Rightarrow \text{La structure est stable}$$

Ferraillage du radier:

.1 Ferraillage de la dalle:

- Le calcul d'un radier est identique à celui de la dalle pleine.
- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

1.2 Détermination des sollicitations:

$$L_x = 4,50\text{m}$$

Le panneau le plus sollicité : $\{ L_y = 5,70\text{m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{450}{570} = 0.90$$

$0,4 < \rho < 1 \Rightarrow$ la dalle porte suivant deux sens

$M_x = \mu_x \times q \times L_x^2$ suivant la direction L_x

$M_y = \mu_y \times M_x$ suivant la direction L_y

Avec :

μ_x et μ_y : Des coefficients de réduction donnés e

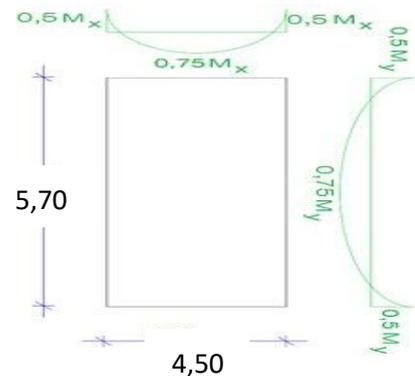


Fig.VIII.7 : Schéma du panneau de la

dalle appuie sur 4 coté.

Fonction du rapport l_x et l_y .

Charge pour une bande de 1m : $q = \sigma_{moy} \times \left(\frac{L}{4}\right) \times 1M$

	ELU	Situation accidentelle	ELS
σ_{moy}	174,224	125,732	125,732
L [m]	5,70		
q [KN/ml]	248,269	179,168	179,168

Tableau VIII.8 : Tableau de calcul de la charge q.

Longueur L[m]		ELU					ELS				
		\bar{q} [KN/m ²]	μ_u	M_0 [KN.m]	M_a [KN.m]	M_t [KN.m]	\bar{q} [KN/m ²]	μ_{ser}	M_0 [KN.m]	M_a [KN.m]	M_t [K N.m]
L_x	4,50	248,269	0,041	206,125	-103,062	154,594	179,168	0,0483	175,239	-87,619	131,429
L_y	5,70		0,888	183,039	-91,519	137,279		0,9236	161,851	- 80,925	121,388

Tableau VIII.9 : Tableau récapitulatif des sollicitations.

• Calcul des hauteurs utiles:

On a : $h_0 = 60$ cm et $a = 2$ cm (Fissuration préjudiciable)

Diamètre des armatures $\Phi_{max} < \frac{h_d}{10} = \frac{60}{10} = 6cm$

en prend $\Phi_{max} = 2cm$

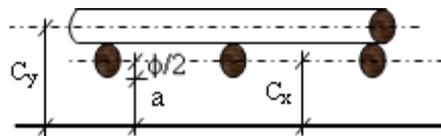


Fig.VIII.8 : Enrobage de la dalle.

	Enrobage		Hauteur utile	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
Formule	$C_x = a + \frac{\Phi}{2}$	$C_y = a + \frac{\Phi}{2}$	$d_x = h_d - C_x$	$d_y = h_d - C_y$
Résultat [cm]	3	5	57	55

Tableau VIII.10 : Tableau récapitulatif des hauteurs utiles de la dalle pleine.

• **Sections de calcul :**

Sens xx :



En appui

En travée

Fig.VIII.9 : Section de calcul dans le sens xx



En appui

En travée

Fig.VIII.10 : Section de calcul dans le sens yy.

.1 .3 Calcul du ferrailage:

➤ **Etat limite ultime:**

• **Sens x-x:**

➤ **En travée:**

$$M_t^u = 154,594 \text{KN.m}$$

• **Vérification de l'existence de l'armature comprimée:**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{154594}{11.33 \times 100 \times 57^2} = 0.041 < \mu_1 = 0,392: \text{Donc : } A' \text{ n'existe pas}$$

$$100\varepsilon_s > 100\varepsilon_l: \sigma_s = \frac{f_e}{y} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.52$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 0,979$$

• **Détermination des armatures:**

$$A_{u_{cal}} = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times b \times dx} = \frac{154594}{348 \times 0.979 \times 57} = 7.96 \text{cm}^2 / \text{m}_1$$

- **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe} = 0.23 \times 100 \times 57 \times \frac{1.8}{400} = 5.89 cm^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 7,96 cm^2 / ml$$

Choix: 4T16 \longrightarrow A=8,04cm²/ml

- ✓ **En appui :**

- **Etat limite ultime:**

$$M_t^u = 103,062 \text{ KN.m}$$

- **Vérification de l'existence de l'armature comprimée:**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{103062}{11.33 \times 100 \times 57^2} = 0.027 < \mu_1 = 0,392: \text{Donc : } A' \text{ n'existe pas}$$

$$100\varepsilon_s > 100\varepsilon_l: \sigma_s = \frac{fe}{y} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,985$$

- **Détermination des armatures:**

$$A_{u_{cal}} = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times b \times dx} = \frac{103062}{348 \times 0.979 \times 57} = 5.27 cm^2 / m_1$$

- **Condition de non fragilité : [BAEL91/r99/A.4.1,1]**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe} = 0.23 \times 100 \times 57 \times \frac{1.8}{400} = 5.89 cm^2$$

$$A_{adoptif} = \max(A_{cal} ; A_{min}) = 5.89 cm^2 / ml$$

Choix: 5T14 \longrightarrow A=7,70cm²/ml

Sens x-x					
	M [KN.m]	A _{cal} [cm ² /m _l]	A _{min} [cm ² /m _l]	A _{max} [cm ² /m _l]	Choix des armatures
Travée	154,594	7,96	5,89	7,96	4T16/m_l A= 8,04cm ² /m _l
Appui	103,062	5,27	5,89	5,89	5T14/m_l A= 7,70 cm ² /m _l

Tableau VIII.11 : Tableau du ferrailage de la dalle dans le sens X-X à l'ELU

Sens y-y					
	M [KN.m]	A _{cal} [cm ² /m _l]	A _{min} [cm ² /m _l]	A _{max} [cm ² /m _l]	Choix des armatures
travée	137,279	7,32	5,69	7,32	4T16/m_l A= 8,04cm ² /m _l
Appui	91,519	4,84	5,69	5,69	5T14/m_l A= 7,70 cm ² /m _l

Tableau VIII.12 : Tableau du ferrailage de la dalle dans le sens Y-Y à l'ELU.

➤ **État limite de service (ELS):**

Fissuration préjudiciable :

$$\frac{\sigma}{S} \min \left(\frac{2}{3} \times fe; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

Avec : $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{t28} \Rightarrow f_{t28} = 1.8\text{Mpa}$

η : Coefficient de fissuration

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses RL.

$\eta = 1,6$ Pour les armatures à haute adhérence HA.

$$\frac{\sigma}{S} \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110\sqrt{1.6 \times 1.8} \right) = \min (267; 187) \Rightarrow \frac{\sigma}{S} = 187 \text{ Mpa}$$

$\sigma_b = 0,6 \times f_{c28} = 12 \text{ MPa}$

- ✓ Sens X-X:
- En travée:

$$M_B^{ser} = 131,429 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{B} = \frac{15 \times 8.04}{100} = 1.21 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 1,21 \times 57 = 137,94 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = D + \sqrt{D^2 + E} = -1.21 + \sqrt{1.21^2 + 137.94} = 10.59 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 10.59^3}{3} + 15 \times 0.84 \times (57 - 10.59)^2 = 299347.175 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{NS}{I} = \frac{131429}{299347.175} = 0.44$$

$$\sigma_b = K \times Y_1 = 0,44 \times 10,59 = 4,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 5 \times K \times (d - y_1) = 5 \times 0,44 \times (57 - 10,59) = 102,102 \text{ MPa (voir Excel).}$$

Conclusion :

$$\sigma_b = 4.66 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_b = 12 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 102.102 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 187 \text{ Mpa} \quad \text{Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues.}$$

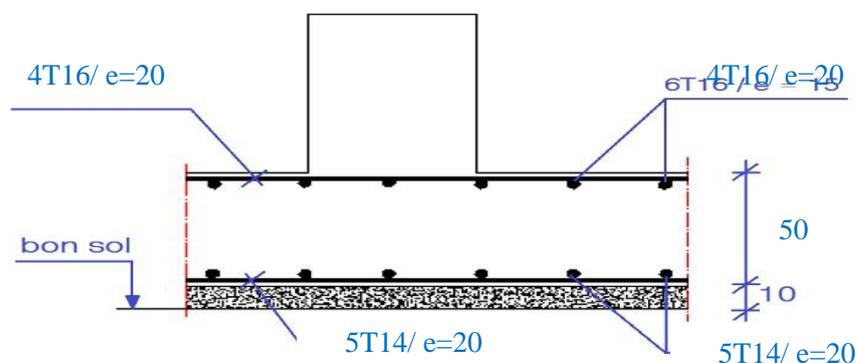


Fig. VIII.11 : schéma du ferrailage de la dalle

2 Ferrailage du débordement:

Le débordement est de 50 cm de chaque côté

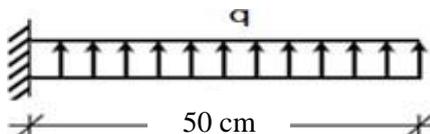


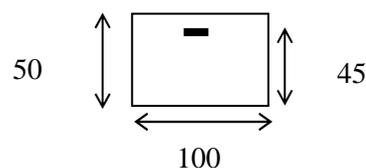
Fig.VIII.5.1 : schéma statique du débord

$$\sigma_{moy} = 174.224KN/m^2$$

Pour une bonde de 1 m de largeur :

$$q_u = 174.224 \times 1m = 174.224KN/m1$$

$$M_u = q_u \times \frac{L}{2} = 21.778KN.m$$



→ Pour le calcul à l'ELU et ELS (voir Figure VIII.5 .1 .3 : Organigramme de calcul et vérification des armatures longitudinales en flexion simple à l'ELU et ELS).

\bar{q} [KN/m ²]	q_u	M_u	A [cm ² /ml]		Choix desarmature
	$\bar{q} \times 1m$	$- q_u \times \frac{L}{2}$	A_{cal}	A_{min}	
174,224	174,224	21,778	1,39	4,65	5T14/ml $A_t = 7,7 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Tableau VIII.5.1 : Tableau du ferrailage du débordement à l'ELU.

➤ État limite de service:

Σ_{moy} [KN/m ²]	q_s	σ_b [Mpa]	σ_s [Mpa]	$\bar{\sigma}$ [Mpa]	$\bar{\sigma}$ [Mpa]	Vérification		Conclusion
	$\sigma_{moy} \times 1m$					$\sigma_b \leq \bar{\sigma}$	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}$	
125,732	125,732	7,98	117,56	12	187	cv	Cv	Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

Tableau VIII.5.2 : Tableau du ferrailage du débordement à l'ELS.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a permis de mettre en exergue les connaissances théoriques acquises pendant la durée des études pour analyser et étudier un projet de bâtiment réel. Nous avons compris combien qu'il est important de bien analyser une structure avant de la calculer. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût.

L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et le pré-dimensionnement de la structure.

Par ailleurs, cette étude nous a permis de tirer certaines conclusions qui sont :

- Il est plus facile d'obtenir un bon comportement dynamique vis-à-vis des sollicitations sismiques, lorsque la structure est symétrique.
- Une bonne disposition des voiles permet d'avoir une bonne répartition des charges entre les portiques et les voiles (interaction) et de limiter les effets de torsion (moment de torsion).
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta).
- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, Avec des fondations adaptées aux préventions et recommandations.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en faisant le choix adéquat des sections de béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de l'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine étudié.

Finalement, nous espérons que cette étude sera une aide pour nos collègues étudiants en Génie Civil, et pourra être à la hauteur des responsabilités que nous assumerons à l'exécution de ce projet.

Bibliographie

Les livres :

- 📖 Calcul des Ouvrages en béton armé -M.BELAZOUGUI-
« Office des publications universitaires 1991 » ;
- 📖 Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN-« EYROLLES 1992»;
- 📖 Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- 📖 D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation
- 📖 Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93.
- 📖 Le BAEL 91. (**Béton Armé Aux Etats Limites**) donnant des recommandations Spéciales pour les pays Algérien dans le domaine parasismique R.P.A

Les mémoires de fin d'étude :

- 📖 Etude d'un bâtiment (RDC+9etage) en béton armé à usage d'habitation, MOSTANEM2019
- 📖 Etude d'une tour (R+7) en béton a usage d'habitation, Sidi Bel Abes2007.
- 📖 Etude d'une tour (R+10) en béton à usage d'habitation, SAIDA 2010.
- 📖 Etude d'une tour (R+7) en béton a usage d'habitation, Sidi BEL ABES2007.
- 📖 Etude d'une tour R+12 en béton armé, MOSTA2012-2013

Outils informatiques

- Logiciel AUTOCAD2013
- Logiciel ROBOT 2015
- EXCEL2016
- WORD 2016
- RDM6
- SOCOTEC