



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Présenté par :

BENGUESMIA Bouchra

MEDDAD Ghenima

Sujet du mémoire

**Étude et analyse d'une structure en béton armé R+7
contreventée par des voiles**

Sous la Direction de : Prof. HASSAINE DAOUADJI Tahar

Soutenu publiquement le 14 juillet 2021 devant le jury composé de :

Dr.	Bensattalah Tayeb	Président
Prof.	Hassaine Daouadji Tahar	Encadreur
Prof.	Zidour Mohamed	Examineur
Dr.	Saoula Abdelkader	Examineur

Promotion : 2020 /2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remercîments

Tous d'abord, nous tenons à remercier ALLAH clément et miséricordieux de nous avoir donné la force et la volonté afin d'élaborer ce modeste travail.

Nous tenons à remercier notre encadreur Mr HASSAINE DAOUADJI Tahar qui nous a guidé durant toutes les étapes de ce travail, pour son soutien, ses conseils judicieux et sa bienveillance sur nous.

Nous voudrions remercier les membres du jury qui ont consacré leur précieux temps afin d'apporter les critique nécessaires à la mise en forme de ce travail.

Nous remercions tous les enseignants de l'université de Tiaret qui on contribués à notre formation et spécialement Mr ZIDOUR.M et le chef département de GC Mr BOUAKAZK.

En fin nous remercions tous les personnes de près ou de loin pour leur aide et surtout pour leur soutien

BOUCHRA et GHANIMA

Dédicace

Je remercie Dieu tout puissant de m'avoir donné la force et le courage de finir ce travail.

À cet agréable moment je dédie ce modeste travail à ma chère mère qui a été à mon côté durant toute ma vie, à ma cher père qui a sacrifier toute leur vie afin de me voir devenir ce que je suis, à ma sœur Karima qui m'a soutenu moralement.

Je dédie aussi ce mémoire :

À mes sœurs

À mes frères

À toute ma famille

À tous mes amis particulièrement :

Khadidja, Nour El Houda, Rachida, Rania, Chahrazed, Hanaa, et mon binôme Ghanima, Surtout mes deux meilleurs amis Abir et Siham qui m'ont encouragée à finir ce travail.

À toutes la promotion de 2^{ème} année master GC.

BOUCHRA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail ;

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant tous mon cursus, qui m'ont soutenu durant toute ma vie, afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A ma très chère sœur Samia.

A toute ma famille, mes proches sans exception.

A tous mes amis(es)

A Bouchra ma binôme et tous mes amis bonnes souvenirs.

Inchallah , une belle vie a tous mes amis merci

GHENIMA

Principales notations

A : Coefficient d'accélération de zone
Aa : Section d'armature en appui
A_l : Section d'armature longitudinale
A_{min} : Section d'armature minimale déterminée par les règlements
Ar : Section d'armature de répartition
A_{ser} : Section d'armature d'état limite de service
A_t : Section d'armature de travée ou transversale
A_u : Section d'armature d'état limite ultime de résistance
Br : Section réduite du béton
Cp : Facteur de force horizontale
Cs : Coefficient de sécurité
Cr : Charge de rupture
c_{rn} : Charge de rupture minimale nécessaire
D : Coefficient d'amplification dynamique
E : Module de déformation longitudinale
E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantanée
E_{iv} : Module de déformation longitudinale différée
G : Action permanente
H : Hauteur
HA : Armature à haute adhérence
I : Moment d'inertie
J : Action permanente avant mise en place des cloisons
L : Longueur
L_p : Longueur en plan
M : Moment fléchissant
Ma : Moment fléchissant en appui
Mc : Moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console
Md : Moment fléchissant de la droite
M_f : Moment fléchissant totale
Mg : Moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde-corps
MJ : Moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons
M_l : Masse linéaire
M_{ser} : Moment fléchissant d'état limite de service
Mt : Moment fléchissant de travée
M_u : Moment fléchissant d'état limite ultime de résistance
M_w : Moment fléchissant de la gauche
N : Effort normal
Ne : Effort normal au centre de la section
N_{pp} : Effort normal dû au poids des poutres principales
N_{ps} : Effort normal dû au poids des poutres secondaires
N_{ser} : Effort normal d'état limite de service
N_u : Effort normal d'état limite ultime de résistance
P : Poids propre ; périmètre
Q : Action variable quelconque ; facteur de qualité

R : Rayon ; coefficient de comportement de la structure
T : Effort tranchant
V : Action sismique ; effort horizontal
 v_t : Effort sismique à la base de la structure
W : Poids total de la structure
 w_p : Poids de l'élément en considération.
a : Longueur ; distance ; dimension
b : Largeur
b₀ : largeur de la nervure
b₁ : largeur de poteau
 f_e : Limite élastique d'acier
 f_i : Contrainte caractéristique du béton à la traction
g : giron de la marche
H : hauteur
 h_{max} : Hauteur moyenne
 h_t : Hauteur totale
H' : Hauteur de la zone nodale
h₁ : Hauteur du poteau
L : Longueur ; distance
l₀ : Longueur libre
 q_{ser} : Charge linéaire d'état limite de service
 q_u : Charge linéaire d'état limite ultime de résistance
 q_p : Charge linéaire du palier
 y_1 : ordonnée du centre de gravité de la section homogène
 γ : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments
 β : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération
 ε : Coefficient de réponse
 η : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement
 θ : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction
 λ : Élanement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions
 μ : Moment réduit
 ν : Coefficient de poisson
 ρ : Rapport de deux dimensions
 σ : contrainte de béton ou d'acier
 τ : Contrainte tangentielle ou de cisaillement
 ψ : Coefficient de pondération
 δ : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement
 ϕ : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

Liste des Tableaux

<i>Tableau. I.1 : Résistance f_{cj} du béton à 7,14 et 90 jours.</i>	5
<i>Tableau I.2 : les déformations limite du pivot.</i>	11
<i>Tableau II.2 : Section des poteaux, poutres principale et poutres secondaire</i>	23
<i>Tableau II.3 : La hauteur du bâtiment</i>	23
<i>Tableau II.1 : récapitulatif des résultats obtenus (plancher étage courant) :</i>	37
<i>Tableau III.2 : récapitulative des résultats obtenus (plancher terrasse):</i>	47
<i>Tableau IV.1 : Descente des charges (Balcon).</i>	58
<i>Tableau IV-2 : Evaluation des charges et surcharges :</i>	65
<i>Tableau IV.3 : Ferrailage d'un escalier</i>	70
<i>Tableau IV-4 : vérification d'un escalier</i>	70
<i>Tableau IV-5 : Vérification de la flèche</i>	71
<i>Tableau IV-6 : calcul de la flèche</i>	78
<i>Tableau IV.7 : les résultats des moments isostatiques des rectangles (ELU)</i>	84
<i>Tableau IV.8 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (ELS)</i>	88
<i>Tableau V.1 : Pourcentage d'amortissement critique</i>	96
<i>Tableau V.2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité</i>	96
<i>Tableau V.3 : Valeurs de T_1 et T_2</i>	96
<i>Tableau V.4 : Coefficient d'accélération de zone « A »</i>	97
<i>Tableau V.5 : Centre de masse et centre de torsion.</i>	104
<i>Tableau V.6 : Nombre de modes à considérer selon le RPA99/V2003.</i>	105
<i>Tableau V.7 : Valeurs du coefficient C_T</i>	107
<i>Tableau V.8 : Déplacements relatifs.</i>	109
<i>Tableau V.9 : Vérification à l'effet P-Δ (sens « X »)</i>	111
<i>Tableau V.10 : Vérification à l'effet P-Δ (sens « Y »)</i>	111
<i>Tableau VI.1 : Ferrailage des poutres principales de rive</i>	119
<i>Tableau VI.2 : Ferrailage des poutres principales intermédiaires</i>	120
<i>Tableau VI.3 : Ferrailage des poutres secondaire de rives</i>	120
<i>Tableau VI.4 : Ferrailage des poutres secondaire intermédiaires</i>	121
<i>Tableau VI.5 : Sections min et max imposées par le RPA 99 V 2003 et le BAEL91.</i>	124
<i>Tableau V.6 : Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre</i>	124
<i>Tableau VI.7 : Les sollicitations défavorables du 2^{eme} genre</i>	125
<i>Tableau VI.8 : Récapitulatif du calcul de ferrailage des poteaux les plus sollicités.</i>	128

Liste des Figures

<i>Figure I.1: Diagramme Parabole – Rectangle.</i>	7
<i>Figure I.2 : Diagramme rectangulaire.</i>	8
<i>Figure I.3 : Diagramme de déformation – contraintes.</i>	10
<i>Figure I.4 : Diagramme des déformations limitées de la section.- règles des trois pivot-</i>	12
<i>Figure II.1 : Plancher terrasse inaccessible</i>	17
<i>Figure II.2 : Plancher étage courant</i>	17
<i>Figure II.3 : Surface afférente du poteau rectangulaire.</i>	20
<i>Figure III-1 : Dimensionnement des poutrelles.....</i>	25
<i>Figure III-2- Types de travée.....</i>	26
<i>Figure III-3 : Schéma explicatif.....</i>	27
<i>Figure III. 5 : Diagrammes des moments fléchissant</i>	33
<i>Figure III. 6 : Diagramme des efforts tranchant</i>	34
<i>Figure III. 7 : section en Té.....</i>	38
<i>Figure III. 8 : Condition de non fragilité (section en Té)</i>	40
<i>Figure III-9 : Dessin de ferrailage des poutrelles (étage courant)</i>	43
<i>Figure III-10 : Diagramme des moments fléchissant</i>	46
<i>Figure III-11 : Diagramme de l'effort de tranchant.....</i>	46
<i>Figure III- 12 : Dessin du ferrailage des poutrelles de plancher terrasse</i>	51
<i>Figure IV. 1 : Acrotère.....</i>	53
<i>Figure.IV.2 : Schéma du ferrailage de l'acrotère.</i>	57
<i>Figure IV.3 : Schémas représentatif de balcon</i>	57
<i>Figure IV.4 : Schémas statique.....</i>	58
<i>Figure IV.5: Schémas du ferrailage du balcon.</i>	61
<i>Figure IV.6 : Schéma d'un escalier.</i>	62
<i>Figure IV.7 : Schéma d'un escalier.</i>	63
<i>Figure IV.8 : Schéma statique.</i>	63
<i>Figure IV.9 : Schéma statique des charges et surcharges (paillasse et palier)</i>	66
<i>Figure IV.10 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant.</i>	67
<i>Figure IV.11 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant.</i>	69
<i>Figure IV.12 : Schéma de ferrailage de l'escalier.</i>	72
<i>Figure IV.13 : Ferrailage des marches.....</i>	75

<i>Figure IV.14 : Schéma de ferrailage poutre brisée</i>	79
<i>Figure : IV.15 : Vue en plan de l'ascenseur</i>	80
<i>Figure IV.16 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur</i>	91
<i>Figure IV.17 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur</i>	91
<i>Figure V.1 : Modélisation de la structure a l'aide de logiciel « ETABS 9.7.4 ».....</i>	94
<i>Figure V.2 : Poids des planchers (en brochette</i>	98
<i>Figure VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales</i> Error! Bookmark not defined.	
<i>Figure VI.2 : Dessin de ferrailage des sections des poutres Secondaires</i> Error! Bookmark not defined.	
<i>Figure VI.3 : La zone nodale.....</i>	130
<i>Figure VI.4 : Ferrailage des sections des poteaux</i>	130
<i>Figure VII.1.schéma du radier.</i>	140
<i>Figure VII. 2 : Schéma du panneau le plus défavorable.....</i>	148
<i>Figure VII. 3 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes .</i> Error! Bookmark not defined.	
<i>Figure VII. 4 : Répartition des charges sur les poutres.....</i>	149
<i>Figure VII.5 : Dessin de ferrailage de la poutre de libage</i>	149
<i>Figure VII.6 : Dessin de ferrailage de du poutre de libage ...</i> Error! Bookmark not defined.	
<i>Figure VII.7 : Disposition des armatures dans le radier par mètre linéaire</i> Error! Bookmark not defined.	

Sommaire

Principales notations	i
Liste des Tableaux	iii
Liste des Figures	iv
Sommaire.....	vi
Introduction générale :	ix

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Introduction:	1
I.2 Présentation de l'ouvrage :	1
I.3 La description du projet et les éléments de la structure :	2
I.3 Définitions des éléments de la structure :	2
I.4. Caractéristique des matériaux :	4
I.5 Caractéristique physique et mécaniques du béton :	5
I.6 Déformations et contraintes de calcul :	6
I.7 Modules de déformation longitudinale du béton :	8

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments de la structure

Introduction :	15
II.1 planchers corps creux :	15
II.2 Evaluation des charges et des surcharges :	16
II.3 Pré dimensionnement des poutres :	18
II .4 Pré dimensionnement des poteaux :	20

Chapitre III : Calcul des planchers

III.1 Introduction :	25
III.2 Dimensionnement des poutrelles :	25
III.3 Méthode de calcul des poutrelles :	26
III.4 Calcul des sollicitations :	32
III.5 Calcul de ferrailage des poutrelles (à L'E-L-U) :	38
III.6 Vérification des contraintes à L'E-L-S.....	41

Chapitre IV : Calcul des éléments non structuraux

IV.1 Acrotère :	53
-----------------------	----

IV.2. Balcon :	57
IV.3. les escaliers :	62
IV.4. Ascenseur:	79

Chapitre V : Etude sismique

V.1 Généralités sur les séismes :	93
V.2 Calcul sismique :	93
V.3 Modélisation :	93
V.4 Méthode du calcul :	94
V.5 Spectre de réponse de calcul :	95
V.6 Calcul des masses de la structure:	97
V.7 Chargement des portiques:	99
V.8 Vérification :	109
V.9 Interaction Portiques-Voiles :	112

Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux

VI.1. Ferrailage des Poutres :	114
VI.2 Ferrailage des poteaux :	122
VI.3. Ferrailage des voiles :	130

Chapitre VII : Calcul des fondations

VII.1 Introduction :	138
VII.2 les caractéristiques géotechniques du sol :	138
VII.3 calcul du radier :	139
VII.4 pré-dimensionnement du radier :	140
VII.5 Dimensionnement des poutres de Libage :	141
VII.7 Ferrailage du radier :	142
VII.8 Ferrailage des poutres de libage:	145
VII.9 Les armatures de peau :	147
Conclusion générale	152

Bibliographiques

Introduction Générale

Introduction générale :

Pour répondre à une demande sans cesse croissante des constructions civiles et industrielles née des besoins économique et sociaux depuis quelques décennies, la réalisation d'ouvrage plus volumique est apparue.

Dès lors il devient nécessaire d'assurer la résistance et la stabilité de ces constructions en fonction de la nature et des caractéristiques des matériaux utilisés et du terrain d'implantation et d'autres facteurs. La réponse à cette exigence implique la prise en compte de certains aspects et règlement parasismique.

L'étude de cas que nous proposons de réaliser dans le cadre d'une mémoire de fin d'étude consiste à étudier et à calculer les éléments résistants d'une tour contreventée par des voiles à usage d'habitation. Cette étude nous permet d'assurer la stabilité et la durabilité de l'ouvrage ainsi que le confort pour les occupants.

Autrefois l'ingénieur en génie civil faisant appel à des méthodes manuelles pour le calcul des structures il s'est avéré que cette manière de faire est lente et pour cela l'ingénieur est obligé d'élaborer des méthodes nouvelles et des outils informatiques pour atteindre l'excellence.

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes rapides et efficaces, permettant le calcul automatique des diverses structures. Parmi ces logiciels on peut citer : ROBOT, ETABS, SAP2000.....etc.

L'ingénieur en génie civil est confronté aux exigences des maîtres d'ouvrage et il est amené alors à maîtriser ces outils numériques pour le calcul et la justification précise des structures.

Dans notre projet la modélisation et le calcul de la structure se font à l'aide du logiciel **ETABS** à cause de ses divers avantages.

Chapitre I

Présentation de projet

Introduction:

A cet effet l'ingénieur en génie civil associer la « recherche fondamentale » orienté pour apporter une contribution théorique a la résolution des problèmes technique et la « recherche appliquée » pour trouver des solutions nouvelles permettant d'attendre un objectif déterminé. L'avance, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures l'ingénieur doit appliquer les règlements afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site la hauteur et les contraintes architecturales ainsi que l'usage de la construction.

I.1 Les caractéristiques géométriques :

- ❖ La longueur totale de la structure = 26,01m.
- ❖ La largeur totale de la structure = 26,01m.
- ❖ Hauteur totale du bâtiment = 25,33m.
- ❖ Hauteur du RDC = 3,91m.
- ❖ Hauteur des étages courants = 3,06m.
- ❖ Hauteur de l'acrotère = 0,6m.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le présent travail est une étude technique d'un bâtiment en béton armé R+7 composé d'un RDC et 7 étage, cet ouvrage sera implanté à « Tiaret » classé en zone de faible sismicité (zone I) d'après le règlement parasismique algériennes (RPA99) modifiée en 2003.

Dans le cadre de cette étude on a utilisé le logiciel de calcul ETABS pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux, les efforts engendrés dans le bâtiment sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le BEAL 91, CBA 93 et RPA 99/ version 2003.

I.3 La description du projet et les éléments de la structure :

Description de projet :

Le projet est constitué les systèmes de contreventement dans une structure R+7 a Tiaret.

Le RPA 99/2003 exige que pour toutes les structures qui dépassent une hauteur de 17 mètres en zone I.

I.3 Définitions des éléments de la structure :

Un contreventement :

Un contreventement est un système statique destiné a assurer la stabilité globale d'une ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage ...etc.) il sert également a stabiliser localement certaines parties de l'ouvrage (poutres, poteaux) relativement aux phénomènes d'instabilité (flambage ou déversement).

Les planchers :

Constituée de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissantes dans son plan aux éléments de contreventement.

Maçonnerie :

Toute la maçonnerie sera constituée de briques creuses revêtues d'un enduit de ciment ou de plâtre, la maçonnerie la plus utilisée en Algérie est en briques creuses.

Les murs de façade sont constitués par double parois en briques creuses dont l'épaisseur est (15+10)cm séparés par une lame d'air de 5 cm.

Les murs intérieurs de 10 cm d'épaisseur en briques creuses.

L'acrotère :

C'est un élément en béton armé coulé sur place encastré dans le plancher terrasse ayant pour rôle la protection.

L'ascenseur :

L'ascenseur est un élément mécanique servant à faire monter et descendre les usagers a travers les différents étages sans utiliser les escaliers.

Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau a un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place.

Revêtement :

Le revêtement est constitué par :

1/- enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façades.

2/- enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.

3/- carrelage pour les planchers et escaliers.

4/- céramique pour la salle d'eau (salle de bain...).

Type de coffrage utilise :

Les éléments structuraux (poteaux, poutres et les voiles) sont réalisés à l'aide d'un coffrage métallique ou coffrage en bois.

Pour les planchers Corp. creux et les escaliers on utilise les coffrages en bois.

Eléments composant l'infrastructure :

Le choix de mode de fondations est fonction de l'importance de l'ouvrage (ou des surcharges) et de la nature du sol.

I.4. Caractéristique des matériaux :

Le béton :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment) des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier) de l'eau et d'adjuvants si nécessaire.

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BEAL 91).

Le béton présente les avantages suivants :

- 1/- une bonne résistance a la compression.
- 2/- une souplesse d'utilisation.
- 3/- une bonne résistance aux feux.
- 4/- la possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

Composition du béton :

Ciment : Le ciment est un liant hydraulique qui se présente sous forme d'une poudre minérale fine s'hydratant en présence d'eau formant une pâte qui après la prise durcit progressivement à l'air donc le ciment est un constituant fondamental du béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sous cohésion en un corps solide.

Le dosage de ciment varie entre 300 et 400 kg par 1 m³ de béton.

Sable : Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches la grosseur de ces grains et généralement inférieure à 5 mm. Un bon sable contient des grains de tout calibre mais doit avoir davantage de gros grains que de petits.

Leur dosage est entre 380 et 450 L.

Gravier : Ils sont constitués par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25 mm ils doivent être durs propres et non gélives. Les graviers de meilleure qualité sont obtenus par concassage des roches dures (matériaux concassés).

Le dosage des graviers est généralement entre 750 et 850 L.

Eau de gâchage : L'eau doit être propre car si elle contient des chlorures une réaction chimique a lieu et modifie la prise du ciment.

L'eau de gâchage doit avoir les propriétés de l'eau potable elle varie entre 150 et 200 L.

En résumé la composition du béton adaptée est celle courante telle que :

Dosage en ciment 350 kg/m³.

Quantité de sable 400 L.

Quantité de gravier 800 L.

Quantité d'eau de gâchage 175 L.

Cette composition conduit à un béton de densité égale à $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$.

I.5 Caractéristique physique et mécaniques du béton :

Masse volumique : Est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre en particulier avec la vibration.

Le retrait : C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.

La Dilatation : Puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10⁻⁵ pour une variation de ±20°C on obtient : ΔL = ± (2/1000) L.

Le Fluage : C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixée constamment appliquée.

La Résistance du béton :

(BEAL 91) et (DTR-BC41) du point de vue mécanique le béton est caractérisé par sa résistance à la compression.

Résistance Mécanique :

Résistance Caractéristique à la Compression : Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à 'j' jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} \leq 40 \text{ M Pa} \quad f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} * f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40 \text{ M Pa} \quad f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} * f_{c28} \end{array} \right.$$

Pour 28 jours < j < 60 jours, on prend : f_{cj} = f_{c28}

Pour j ≥ 60 jours, on prend f_{cj} = 1,1f_{c28}; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude, on prend : f_{c28} = 25 M Pa.

Tableau. I.1 : Résistance f_{cj} du béton à 7, 14 et 90 jours.

f _{c28} (MPa)	6	0	2	5	0	5	0
7Jours	0,06	3,2	4,6	6,5	9,9	3,2	6,5
14Jours	3,7	7,9	8,8	1,4	5,6	9,9	4,2
90Jours	7,6	2	4,2	7,5	3	8,5	4

Résistance caractéristique a la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton a j jours est déduite de celle a la compression par la relation suivante :

$$f_{ij}=0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ M Pa} ; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ M Pa.}$$

Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.
- Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort usagers.

Les états limites sont classes en deux catégories :

Etat limite ultime :

El corresponde à la perte d'équilibre statique (basculement), a la perte de stabilité de forme (flambent) et surtout à la perte de résistance (rupture)qui conduit a la ruine de l'ouvrage .

Etat limite de service :

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des porteurs).

I.6 Déformations et contraintes de calcule :

Etat limite de résistance :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime des résistance, on utilise pour 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 déformations – contraintes du béton qui peut être utilise dans tous les cas.

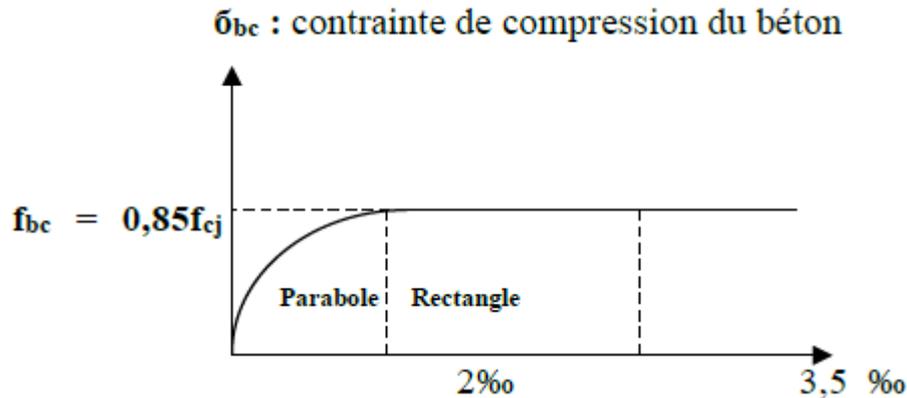


Figure I.1: Diagramme Parabole – Rectangle.

La contrainte du béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 * f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 * 25}{1 * 1,50} = 14,17 \text{ M Pa ; pour le cas générale}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 * 25}{1 * 1,15} = 18,48 \text{ M Pa ; pour le cas des combinaisons accidentelles}$$

Avec :

ϵ_{bc} : déformation du béton en compression ;

Σ_{bc} : contrainte de calcul pour $2 \text{ ‰} < \epsilon_{bc} < 3,5 \text{ ‰}$;

f_{cj} : Résistance caractéristique a la compression du béton a 'j' jours ;

γ_b = coefficient de sécurité avec ;

$\gamma_b = 1,50$; cas générale ;

$\gamma_b = 1,50$; cas des combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des chargé et des conditions des bétonnages vis-à-vis des résistances caractéristique obtenues par essaies sur éprouvettes.

Etat limite de service :

La contrainte limite de service en compression set donnée par la forme suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 0,6 * 25 = 15 \text{ M Pa.}$$

Diagramme rectangulaire :

Utilise dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée ou en flexion simple.

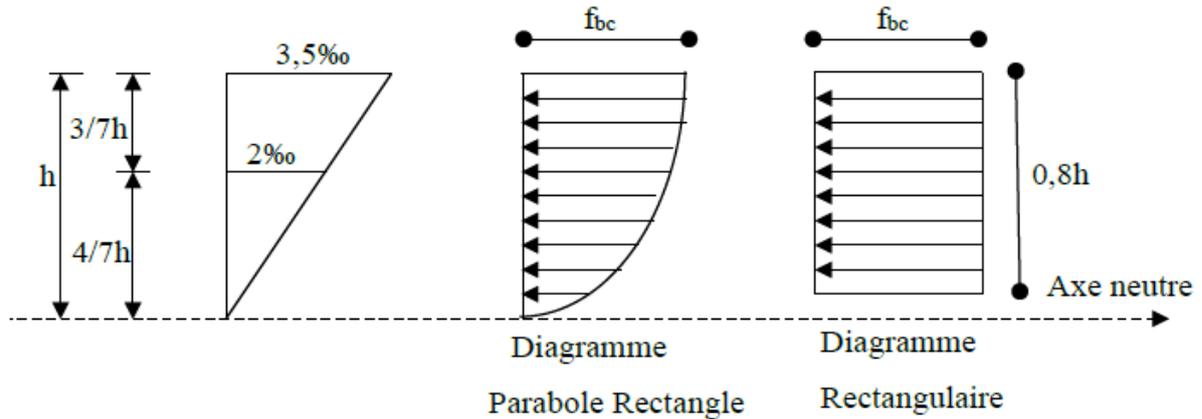


Figure I.2 : Diagramme rectangulaire.

Contrainte admissible de cisaillement :

$$\tau_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2 * f_{cj}}{k b} ; 5 \text{ M Pa} ; \text{ pour une fissuration peu préjudiciable ;} \\ \frac{0,15 * f_{cj}}{y b} ; 4 \text{ M Pa} ; \text{ pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce béton définie par rapport a l'effort tranchement ultime τ_u .

$$T_u = \frac{\tau_u}{b_0 * d}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} b_0 : \text{ largeur de la pièce} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$

$$\tau_u = \min \left[\frac{0,2 * 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa} \right] = \min (3,34 ; 5 \text{ MPa}) = 3,34 \text{ MPa} ; \text{ fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min \left[\frac{0,15 * 25}{1,50} ; 4 \text{ MPa} \right]$$

$$\tau_u = \min (2,5 ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} ; \text{ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.7 Modules de déformation longitudinale du béton :

Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inferieur à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal a :

$$E_{vi} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ M Pa}$$

Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ M Pa}$$

La déformation totale veut environ trois fois la déformation instantanée.

Module de déformation transversale :

Coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson permet de caractériser la contrainte de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

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

Où : ν est le coefficient de poisson

$\nu = 0$; pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U.) $G = 16082 \text{ MPa}$

$\nu = 0,2$; pour le calcul des déformations (dans E.L.S) $G = 13401,75 \text{ MPa}$

Les aciers :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts obtenus par laminage ;
- Barres à haute adhérence obtenues par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;
- Fils à g = haute adhérence obtenus par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid ;
- Treillis soudés formés par assemblage de barres ou fils ou lisses ou à haute adhérence.

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal (\emptyset). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12 m (longueur commerciale courante).

Le poids volumique de l'acier est de ; $78,5 \text{ KN/m}^3$ et son module d'élasticité longitudinal est de : 200000 MPa .

Diagramme déformation –contrainte :

Pour notre étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des transversaux (feE235).

Dans les calculs relatifs aux états limite, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a la valeur suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- $\gamma_s = 1,15$; cas générale, on a $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$;
- $\gamma_s = 1,00$; cas des combinaisons accidentelles, on a $\sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

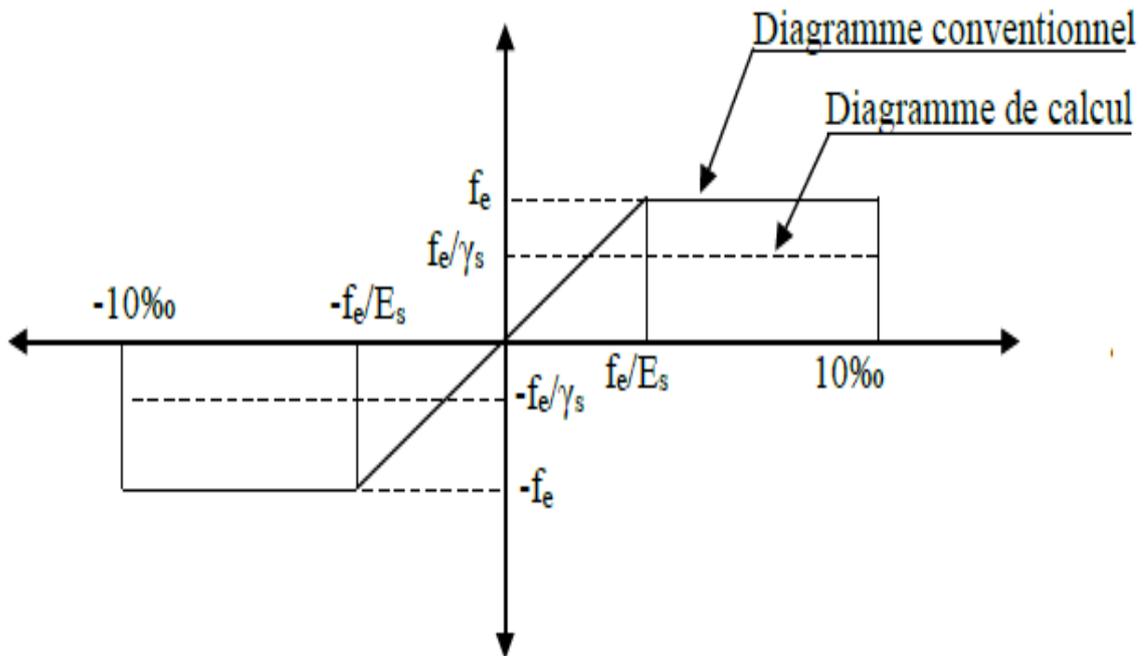


Figure I.3 : Diagramme de déformation – contraintes.

Contrainte limite de traction des armatures :

$\bar{\sigma}_{st} \leq f_e$ (Pas de limitation) ; Fissuration peu préjudiciable.

$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ Mpa} \right).$

$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \times \sqrt{1.16 \times 2.1} \text{ Mpa} \right).$

$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}.$

} Fissuration préjudiciable.

$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} f_e; 90 \times \sqrt{\eta \times f_{tj}} \text{ Mpa} \right).$

$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{1}{2} \times 400; 90 \times \sqrt{1.16 \times 2.1} \text{ Mpa} \right).$

$\bar{\sigma}_{st} = 165 \text{ MPa}.$

} Fissuration très préjudiciable.

η : Coefficient de fissuration ;

η=1 ; Pour rond lisse ;

η=1,6 ; Pour hautes adhérences avec Φ ≥ 6 mm ;

η=1,3 ; Pour haute adhérences avec Φ < 6 mm.

f_{tj}: Résistance caractéristique à la traction du béton ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

Hypothèse de calcul :

Solons les règle B.A.E.L 91, on distingue deux état de calcul :

- états limites ultimes de résistance E.L.U.R
- états limites de service E.L.S

E.L.U :

Il consiste a l'équilibre entre les sollicitation d'action et le sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux parasismique algériennes R.P.A 99 (version 2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas attient en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

Hypothèses de calcul :

- les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- la résistance du béton a la traction est négligée ;
- le raccourcissement du béton est limite a :
- $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ en flexion compose ;
- $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression simple ;
- L'allongement de l'acier est limite a : $\epsilon_{bc} = 10 \text{ ‰}$;
- Les diagrammes déformation contrainte sont définies pour :
- Le béton en compression.
- L'acier en traction et ne compression.

Règle des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton arme peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprime.
- Par épuisement de la Résistance de l'armateur tendu.

Les positions limite que peut prendre le diagramme des déformation sont déterminées a partir des déformation limites du béton et de l'acier.

La déformation est représentée par une passent par l'un des ponts A, B ou C appelés pivots.

Tableau I.2 : les déformations limite du pivot.

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considère
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton 3,5‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2 ‰

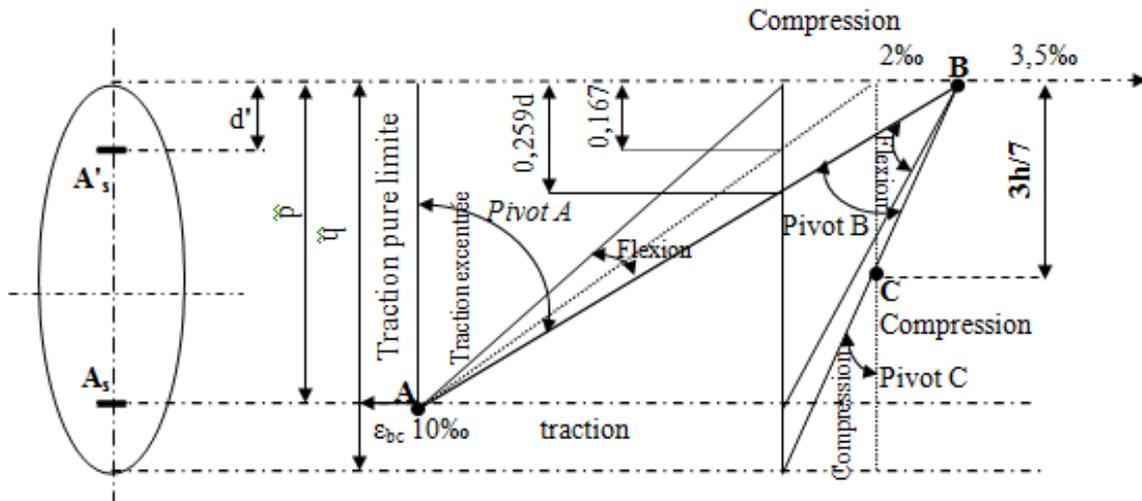


Figure I.4 : Diagramme des déformations limitées de la section.-règles des trois pivot-

E.L.S :

El consiste à l'équilibre des sollicitations d'action réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées dépassant des contraintes limitent.

Hypothèses de calcul :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armateurs et le béton ;
- Le béton tendu est néglige ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\sigma_{bc} = E_b * \epsilon_{bc} ; \sigma_c = E_s * \epsilon_s ;$$

$$\text{avec } : \epsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{ Coefficient d'équivalence.}$$

Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

Les sollicitation de calcul sont déterminées a partir de la combinaison d'action suivante :

- Etat limit ultime : 1,35.G +1,5.Q
- Etat limit de service :G+Q

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'action suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q \pm E \\ G+Q \pm 1,2E \\ 0,8.G \pm E \end{array} \right. \quad \text{avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} G : \text{ charge permanente ;} \\ Q : \text{ charge d'exploitation ;} \\ E : \text{ effort de séisme.} \end{array} \right.$$

Chapitre II

Pré-dimensionnement des éléments de la structure

Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs pré dimensionnements et cela en se basant sur des lois issues des règlements du BAEL 91 et de l'RPA 99 version 2003, et de DTR BC 2.2 ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contraintes dans les matériaux.

Le redimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections des éléments de l'ouvrage.

Pré dimensionnement des éléments de la structure :

II.1 planchers corps creux :

Les planchers sont considérés comme des diaphragmes rigides d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure.

Les planchers des étages courants sont en corps creux « hourdis + table de compression » reposant sur des poutrelles.

Le plancher terrasse accessible en corps creux plus une isolation thermique « multicouche » il aura en plus une chape qui fait une pente moyenne pour l'écoulement des eaux pluviales.

Pré-Dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des murs (des éléments rigides) en béton armé destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le RPA99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$e \geq \max \left(\frac{H_e}{22}; 15 \right) \text{ cm } L \geq 4e$$

Avec :

L : longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

H_e : hauteur d'étage .

e_{min} = 15 cm . dans les voiles détermination de l'épaisseur du voiles :

$$e \geq \frac{H_e}{20} \text{ pour les voiles simples}$$

dans notre cas :

$$\text{RDC : } H_e = 391 - 24 = 367 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{367}{20} \longrightarrow e \geq 18,35 \text{ cm.}$$

On prend :

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

$$L \geq 4(20)$$

On prend:

$$L \geq 80 \text{ cm}$$

Etage :

$$H_e = 306 - 24 = 282 \text{ cm.}$$

$$e \geq \frac{282}{20} \rightarrow e \geq 14,1 \text{ cm.}$$

D'après le RPA 99 on ne peut pas prendre $a = 15 \text{ cm}$ pour le 1^{er} étage car on aura un changement brusque de rigidité par rapport au RDC donc on adaptera les dimensions suivant :

$$\text{RDC, (1^{er} \rightarrow 7^{\text{eme}} \text{ étages)} \rightarrow e = 20 \text{ cm.}}$$

Pré dimensionnement du plancher :

Détermination de l'épaisseur du plancher :

Epaisseur du plancher à corps creux : l'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5}$$

L : la portée maximale entre nus d'appuis.

H_t : Hauteur totale du plancher. $L = \min[L_{\max}(\text{sens } x) ; L_{\max}(\text{sens } y)] \text{ m.}$

$$L_{\max} = 3.95 - .03 = 0.65.$$

$$L_{\max} = 3.65 \text{ m}$$

$$L = \min[L_{\max}(\text{sens } x) ; L_{\max}(\text{sens } y)]$$

$$\rightarrow L_{\max} = 3.95 - 0.3 = 3.65 \text{ m}$$

$$\rightarrow L_{\max} = 3.665$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{L}{22.5} = \frac{365}{22.5} = 16.22$$

$$H_t \geq 16.22 = 16 \text{ cm.}$$

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

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$H_t = 20 \text{ cm} \left\{ \begin{array}{l} 16 \text{ cm : Hauteur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm = épaisseur de la dalle de compression.} \end{array} \right.$$

II.2 Evaluation des charges et des surcharges :

Décente des charges du plancher.

Charge permanente :

Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :

- 1/ Protection en gravillons roulé (4 cm) $0.2 \times 4 = 0.80 \text{ m}^2$
 - 2/ Etanchéité multicouche (2 cm) $= 0.12\text{kN/m}^2$
 - 3/ Forme de peut en béton léger (5 cm) $= 0.90\text{kN/m}^2$
 - 4/ Aplate coulé sablé (2.5 cm) + polystyrène $= 0.66\text{kN/m}^2$
 - 5/ Plancher eu corps creux + dalle de compression (16+4) cm $= 20.8\text{kN/m}^2$
 - 6/ Enduit eu ciment (2 cm) $= 0.1 \times 2 = 0.2\text{kN/m}^2$
- $G = 5.48\text{kN/m}^2$

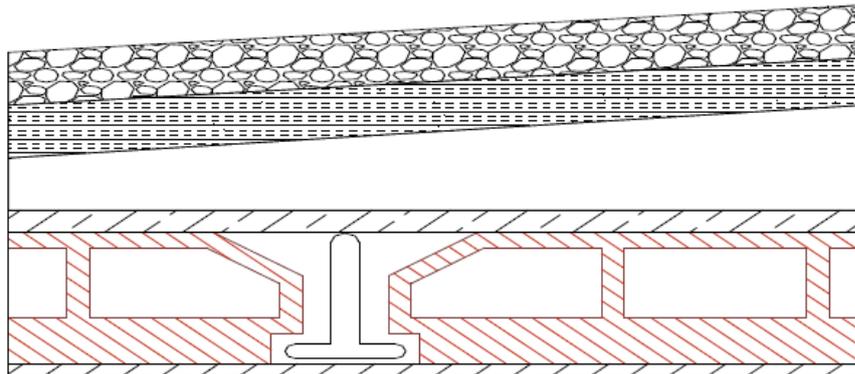


Figure II.1 : Plancher terrasse inaccessible

Plancher étage courant :

- 1/ Revêtement eu carrelage (2 cm) $= 2 \times 0.2 = 0.40\text{kN/m}^2$
 - 2/ Mortier de pose (2 cm) $= 2 \times 0.2 = 0.40\text{kN/m}^2$
 - 3/ Sable fin pour mortier (2 cm) $= 2 \times 0.17 = 0.34\text{kn/m}^2$
 - 4/ Plancher eu corps creux + dalle de compression (16+4) cm $= 2.80\text{kn/m}^2$
 - 5/ Enduit en ciment (2 cm) $= 2 \times 0.1 = 0.20\text{kN/m}^2$
 - 6/ Cloison en briques creuses (10 cm) $= 0.90\text{kN/m}^2$
- $G = 5.04\text{kn/m}^2$

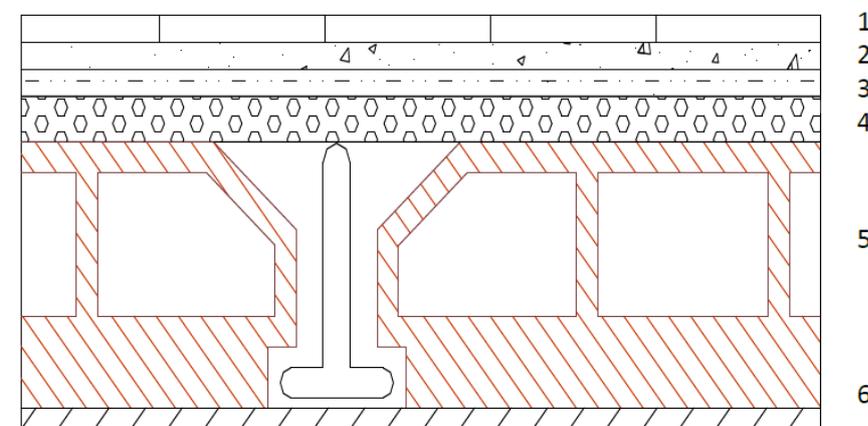


Figure II.2 : Plancher étage courant

Murs de façade extérieure :

1/ Enduit extérieur en ciment (2 cm) = 0.36kN/m²

2/ Paroi en brique creuses (15 cm) = 1.30kN/m²

3/ Paroi en briques creuses (10 cm) = 0.90kN/m²

4/ Enduit intérieur en plâtre (1.5 cm) = 0.27kN/m²

$$G = 2.83\text{kN/m}^2$$

En 20 % de la charge du mur (ouvertures des portes et les fenêtres) on obtient :

$$G = 2.83 \times 0.80 = 2.26\text{kN/m}^2$$

Les charges d'exploitation :

1/ Surcharge du plancher terrasse inaccessible Q = 1.00kN/m²

2/ Surcharge du plancher étage courant Q = 1.50 1.00kN/m²

III.3 Pré dimensionnement des poutres :

Selon le RPA 99/2003 les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

Et selon le BAEL 91 le critère de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$$

$$0.3 h_t \leq b \leq 0.8 h_t \text{ avec } h_t/b \leq 3.$$

Ht : hauteur de la poutre.

B : largeur de la poutre.

D : hauteur utile.

L : la plus grande portée entre nus.

On trouvera deux types de poutres :

- Poutre principale : L = 5.25 m

- Poutre secondaire : L = 3.95 m.

Poutres principales :

$$L_{\max} = 5.25 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq L/10 \rightarrow \frac{525}{15} \leq h \leq \frac{525}{10}$$

$$35 \leq h \leq 52.5$$

$$h \geq \frac{L_{\max}}{12} = \frac{525}{12} = 43.75 \text{ cm}$$

$$H = 45 \text{ cm}$$

$$D = 0.9 h = 0.9 (45) = 40.5 \text{ cm.}$$

$$0.3 d \leq b \leq 0.4 d \quad 0.3 (40.5) \leq b \leq 0.4 (40.5)$$

$$12.15 \leq b \leq 16.2 \text{ cm}$$

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

$$h/b \leq 3 \quad 45/30 = 1.5 \leq 3$$

Vérification : selon le RPA 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 3 \rightarrow \frac{45}{30} = 1.5 < 3$$

Donc on prend $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$ comme section des poutres principales.

Poutres secondaires :

$$L_{\max} = 3.95 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10} \rightarrow 26.33 \leq h \leq 39.5$$

$$H \geq \frac{L_{\max}}{12} = \frac{395}{12} = 32.91 \text{ cm}$$

$$H = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0.9 h = 0.9 (35) = 31.5 \text{ cm.}$$

$$0.3 d \leq b \leq 0.4 d \quad 0.3 (31.5) \leq b \leq 0.4 (31.5)$$

$$9.45 \leq b \leq 12.6 \text{ cm}$$

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

$$h/b \leq 3 \quad 35/30 = 1.17 \leq 3$$

Vérification : selon le RPA 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} B = 30 \text{ cm} \\ H = 35 \text{ cm} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.17 < 4.0 \text{ cm}$$

Donc on prend $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ comme section des poutres secondaire.

II .4 Pré dimensionnement des poteaux :

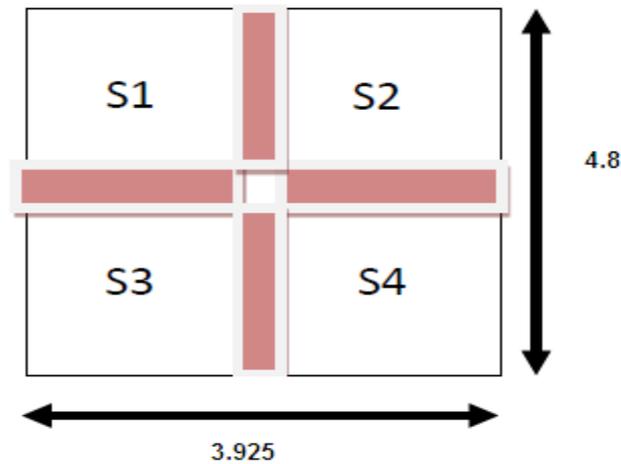


Figure II.3 : Surface afférente du poteau rectangulaire.

- La section la plus sollicitée du poteau rectangulaire.

→Le poteau central est le plus sollicité, la section de calcul est faite de telle façon qu'il ne flambe pas.

La surface afférente du poteau rectangulaire est donnée par :

$$S = \left(\frac{Lx_1}{2} + \frac{Lx_2}{2}\right) \times \left(\frac{Ly_1}{2} + \frac{Ly_2}{2}\right) m^2$$

$$S = \left(\frac{3.90}{2} + \frac{3.95}{2}\right) \times \left(\frac{5.25}{2} + \frac{4.35}{2}\right) m^2$$

$$S = (1.95 + 1.975) \times (2.625 + 2.175).$$

$$S = 3.925 \times 4.8 = 18.84 m^2$$

Détermination de la section du poteau (a×b) :

Détermination de (a) :

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement c-à-d $\lambda \leq 50$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{i} \text{ avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a \times b$$

$$I = \frac{ba^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b - a^3}{12}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289 a$$

$$i = 0.289 a$$

$$i = \frac{L_f}{\lambda} \rightarrow 0.289 a = \frac{L_f}{\lambda}$$

$$\text{Donc : } a = \frac{1}{0.289} \quad \frac{L_f}{\lambda} = \frac{L_f}{0.289\lambda}$$

$$\lambda = 50$$

$$a = \frac{0.7 L_a}{0.289 \times 50}$$

on a : $L_0 = 3.06 \text{ m}$; $L_f = 0.7 \times 3.06$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{214.2}{0.289 a} \leq 50$$

$$\rightarrow a \geq \frac{214.2}{0.289 \times 50} = \frac{214.2}{14.45} = 14.82 \text{ cm}$$

On prend $a = 40$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7 L_0}{i} = \frac{214.2}{0.289 a} = \frac{214.2}{0.289(40)}$$

$$\lambda = \frac{214.2}{11.56} = 18.52 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Détermination de (b) :

Selon les règles du BAEL 91 l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \times \delta_b} + A_s \frac{f_e}{\delta_s} \right]$$

Avec

$$A_s = 0.7 \% \times B_r \quad \text{ZONE I (Tiaret)}$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (40 - 2) \times (b - 2) \text{ cm}^2$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} , \delta_s = 1.5$$

Et

B_r : section réduite du poteau.

A_s : section d'armature longitudinale.

α : Facteur réducteur e N_u il est eu fonction de λ ;

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{18.52}{35} \right)^2 \right]} = 0.8049$$

Détermination de l'effort normal N_{ub}

$$N_u = 1.35 NQ + 1.5 NQ$$

Les efforts de compression dus aux charges NQ

- Plancher terrasse :

$$NGT = G \times S = 5.48 \times 18.48 = 103.243 \text{ Kn.}$$

- Plancher RDC + 7 étages :

$$NGEC = n \times G \times S = (5.04 + (7 \times 5.04)) \times 18.84 = 759.628 \text{ Kn.}$$

n : le nombre d'étage.

- On majore les efforts de 10 %

$$NG = 1.1 \times (NGT + NGEC) = 1.1 \times (103.243 + 759.628) = 949.158 \text{ Kn.}$$

Les efforts de compression dus aux surcharges NQ

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction des nombre d'étage.

→ Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relative aux planchers 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

Sous étage (u)

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$$

Le coefficient $\frac{3+n}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Les résultats sont notés dans le tableau suivant

Tableau II-1 : Dégression en fonction du nombre d'étage :

7	$NQ_3 = Q_0 + Q_1$	2.50
6	$NQ_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	3.85
5	$NQ_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
4	$NQ_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.10
3	$NQ_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7.00
2	$NQ_6 = Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7.75
1	$NQ_7 = Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$	8.45
RDC	$NQ_8 = Q_0 + 0.69 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$	9.28

Par l'application de la loi de dégression des surcharge on a : $Q = 9.28 \text{ Kn/m}^2$

$$NQ = 1.1 \times Q \times S = 1.1 \times 9.28 \times 18.84 = 192.318 \text{ KN}$$

L'effort normal N_u

$$N_u = 1.35 NG + 1.5 NQ = 1.35 (949.158) + 1.5 (192.318) = 1281.363 + 288.477$$

$$N_u = 1569.84 \text{ KN}$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \times \delta b} + A_s \frac{f_e}{\delta_s} \right]$$

$$\rightarrow 1569.84 \leq 0.8 \left[\frac{38(b-2) \cdot 25}{.09 \times 1.5 \cdot 10} + \frac{0.266(b-2) \times 400}{1.15 \cdot 10} \right]$$

$$\rightarrow 1569.84 \leq 0.80 \left[\frac{950(b-2)}{13.5} + \frac{106.4(b-2)}{11.5} \right]$$

$$\rightarrow 1569.84 \leq 0.80 \cdot 79.622(b-2)$$

Chapitre III
Calcul des planchers

III.1 Introduction :

Un plancher est élément de structure généralement de surface plane limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ses fonctions principales sont :

- Les résistances : supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation ; transmettre les charges aux éléments porteurs (poteaux, murs, voiles).
- L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée à un seul type des planchers.

Plancher a corps creux : qui constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourds en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposée suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

Après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20 cm de hauteur dont :

- Hauteur du corps creux = 16 cm.
- Epaisseur de la dalle de compression = 04 cm

III.2 Dimensionnement des poutrelles :

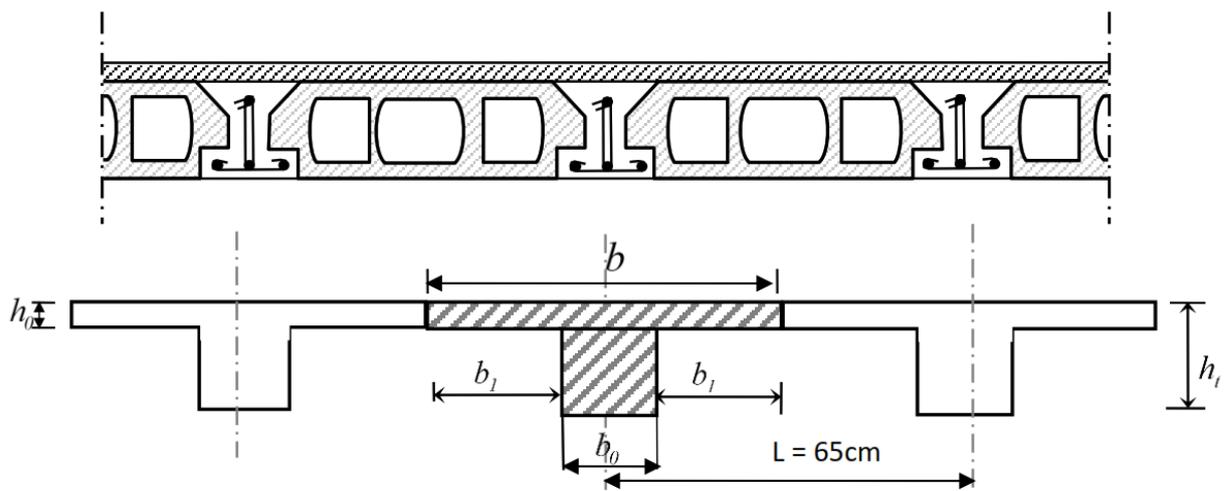


Figure III-1 : Dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm.

Hauteur de la nervure : $h_t = 20$ cm.

Hauteur de la dalle de compression : $h_0 = 04$ cm

Largeur de la nervure : $b_0 = 12$ cm

La longueur max : $L = 4.05$ m

La largeur de la poutrelle : $b = 2b_1 + b_0 = 65$ cm.

Calcul de la largeur (b) se fait à partir des conditions suivantes :

$$B = 2b_1 + b_0 \dots\dots\dots (1)$$

$$L = 3.95 \text{ m} \qquad L_1 = 65 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} B_1 \leq (l_1 - b_0) / 2 \\ B_1 = (b-b_0) / 2 \\ 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0 \end{array} \right. = \min \quad b_1 \leq L/10 \quad \min \quad \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq (65-12)/2 = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 405/10 = 40.5 \text{ cm} \\ 24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

$$(1) B = 2 (26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

Donc : $b = 65 \text{ cm}$

III.3 Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le règlement BAEL 91/99 propose une simplifiée dite méthode de forfaitaire ; pour le calcul des moments cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

- 1- La charge d'exploitation $Q \leq \max (2 G ; 5 \text{ KN/m}^2)$.
- 2- Les moments d'inertie des sections transversale sont les même dans les différents travées.
- 3- Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25 ($0.8 \leq h_i / h_{i+1} \leq 1.25$).
- 4- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Principe de calcul

Il existe les moments maximaux en travées et sur appuis fonction des moments fléchissant isostatique « M_0 » de la travée indépendante.

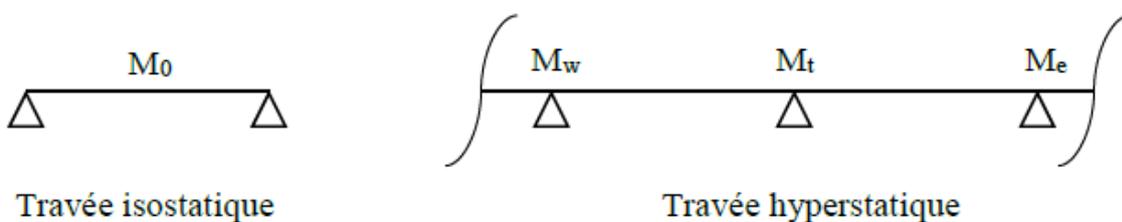


Figure III-2- Types de travée

Selon le BAEL 91/99, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max[1.5 M_0; (1 + 0.3 \alpha)M_0] - (M_w + M_e)/2$$

$$M_t \geq (1 + 0.3\alpha)M_0/2 \rightarrow \text{dans une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha)M_0/2 \rightarrow \text{dans une travée de rive}$$

M_0 : moment maximale dans la travée indépendante

M_t : Moment maximale dans la travée étudiée.

M_w : Moment sur l'appui gauche de la travée.

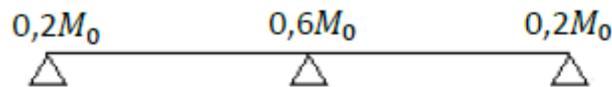
M_e : Moment sur l'appui droit de la travée.

α : $Q / (G + Q)$ rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanente et d'exploitation.

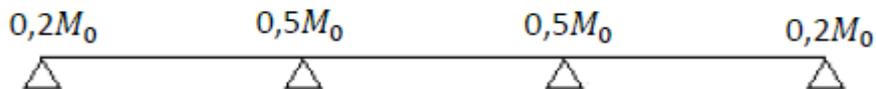
Valeurs des moments aux appuis :

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :

Cas de deux travées :



Cas de trois travées :



Cas de plus de trois travées :



Effort tranchant :

L'étude e l'effort tranchant permet de vérifier l'épaisseur de l'âme et de déterminer les armateurs transversaux et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement BAEL 91/99 prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié.

$$T_w = (M_w - M_e) / 1 + Q/2$$

$$T_e = (M_w - M_e) / 1 - Q/2$$

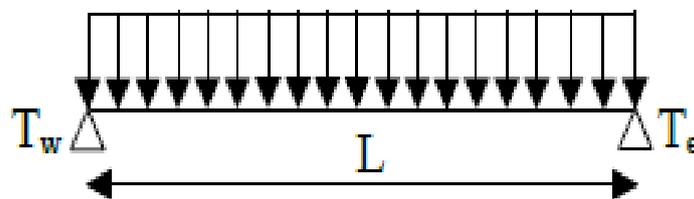
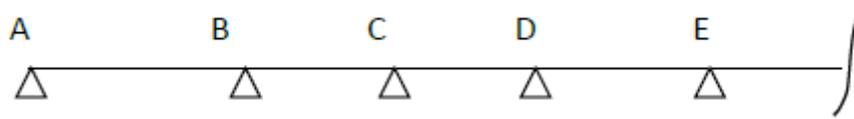


Figure III-3 : Schéma explicatif

La méthode forfaitaire modifiée :

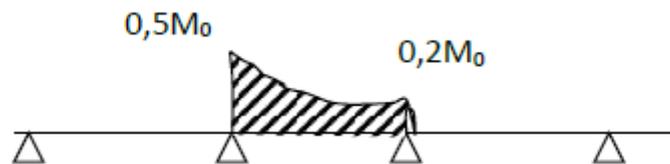
Cette méthode est applicable si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0.8 et 1.25. Selon les travées on distingue deux cas :

- Cas ou la travée compris entre deux grandes travées



Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur l'appui, soit dans le cas de la figure à dessus $0,5 M_0$ (M_0 correspond à la travée (AB) puis de porter sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissible c-à-d dans le cas traité $0,4 M_0$ (M_0 correspond au moment isostatique maximal de travée (CD)).

Ayant obtenu la ligne de fermeture des moments sur appuis entre B et C, on devers porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximale de la travée (BC)



Les appuis B et devront avoir une section, correspondante au moment résultant (partie hachuré) de la figure ci-dessus) qui peut être déterminée pour la formule suivante :

$$M_x = \frac{Q_x (L_{bc} - x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right)$$

$$x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q \times L_{bc}}$$

Les moments en travée des poutrelles (AB) et (BC) sont calculés par la méthode forfaitaire.

La travée (BC) sera armée à la partie inférieure par un moment correspondant à $0,5 M_0$
 M_0 : le moment isostatique maximale de la travée (BC)

- Cas d'une travée de rive.



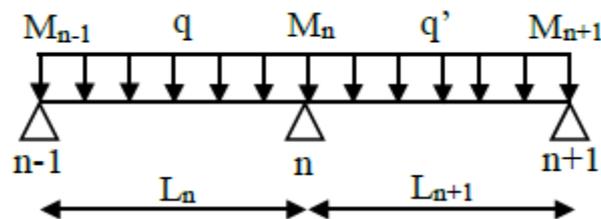
Il suffit de porter sur l'appuis (A) la valeur du moment admissible tenu de l'encastrement possible, en (B) ou devra porter la valeur du moment admissible c'est-à-dire

$0.6 M_0(BC)$ s'il y a que deux travées ou $0.5 M_0$ s'il existe plus de deux travées, il est alors possible de tracer la ligne de fermeture AB puis de porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximale de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondant en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

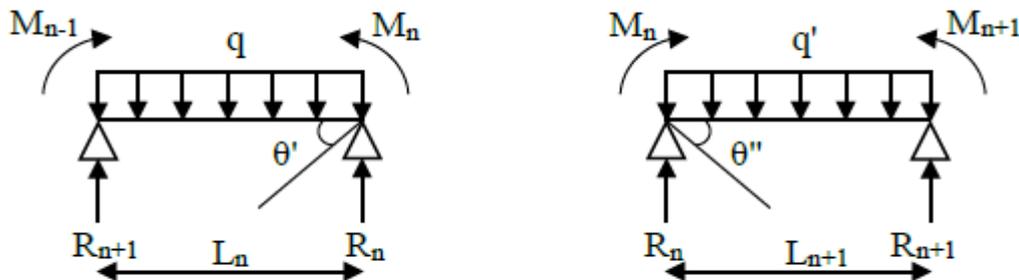
Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment $0.5 M_0 (BC)$ si la poutrelle est à plus de deux travées et $0.6 M_0(AB)$ s'il n'ya a que deux travées.

Méthode des trois moments :

Cette méthode est appliquée pour les poutres à plusieurs appuis.



En isolant deux travées adjacentes de notre poutre qui sont chargées d'une manière quelconque, on a un système statiquement indéterminé, il est nécessaire pas d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

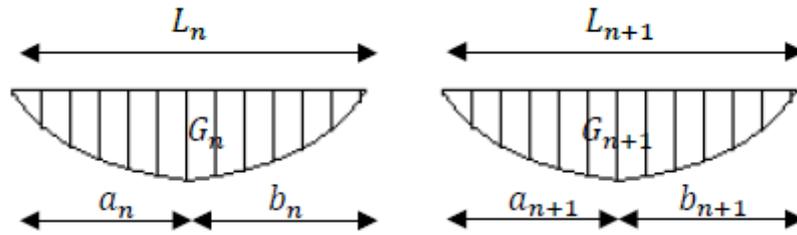


Avec :

M_{n-1}, M_n, M_{n+1} : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1), Ils supposés positifs.

Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $Q' = Q''$

Les moments de flexion pour chacune des travées L_n et L_{n+1} sous charges connues q et q' peuvent être tracé selon la méthode classique $M_{n-1}, M_n,$ et M_{n+1} sont provisoirement omis.



G_n et G_{n+1} : les centres de gravité des aires des diagrammes des moments.

a_n, a_{n+1}, b_n et b_{n+1} les longueurs de part et d'autre pour les travées L_n et L_{n+1} .

$$Q' = Q_{(M_{n-1})} + Q_{(M_n)} + Q'_{(q)}$$

Selon le théorème des aires des moments on aura :

$$\phi' = \frac{S_n \times a_2}{L_n \times E_i} + \frac{M_{n-1} \times h_n}{bE_i} + \frac{M_n \times h_n}{3E_i}$$

$$\text{et } \phi'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{h_{n+1} \times E_i} + \frac{M_n \times h_{n+1}}{3E_i} + \frac{M_{n+1} \times h_{n+1}}{bE_i}$$

$$\phi' = \phi'' \rightarrow (M_{n-1} \times h_n) + 2 M_n (h_n \times h_{n+1}) + (M_{n+1} \times h_{n-1})$$

$$= 6 \left[\frac{S_n \times a_2}{L_n} + \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1}} \right]$$

Cette équation est appelée « Equation de clapeyron » le théorème des trois moments est applicable à tous types de chargements.

Calcul des poutrelles des planchers des étages courant :

Les combinaisons de charges :

Les charges par mètre linéaire / ml

- **Plancher étage courant et RDC :**

$$G = 5.04 \times 0.65 + 3.27 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_n = 1.35 G + 1.5 Q = 5.88 \text{ KN}$$

$$Q = 1.5 \times 0.65 = 0.97 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = 4.24 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 5.48 \times 0.65 + 3.56 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_n = 1.35 G + 1.5 Q = 5.78 \text{ kN}$$

$$Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml}$$

$$Q_{\text{ser}} = G + Q = 4.21 \text{ kN/ml}$$

Vérification des conditions d (application de la méthode forfaitaire :

1- La charge d'exploitation $Q \leq \max (2 G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

a- Plancher étage courant et RDC.

$$G = 5.04 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

$G = 1.5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10.08 \text{ kN/m}^2$ condition vérifié.

b- Plancher terrasse inaccessible :

$G = 5.84 \text{ kN/m}^2$; $Q = 1 \text{ kN/m}^2$

$G = 1 \text{ kN/m}^2 < 2G = 10.96 \text{ kN/m}^2$.

2- Poutrelle a inertie constante (I = etc.)Condition vérifié.

3- $\frac{l_i}{l_{71}} \in [0.8 ; 1.25]$; $\frac{3.90}{3.95} = 0.98$ Condition vérifié.

Fissuration peu préjudiciable :

- Plancher du 1^{er} au 7^{ème} étage ; la fissuration est considéré comme non préjudiciable.

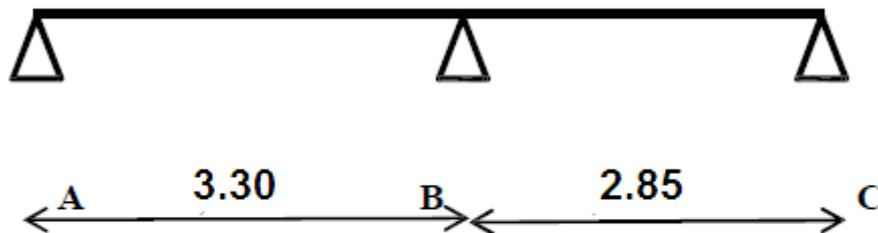
- Pour le plancher terrasse, la fissuration préjudiciable condition vérifié.

Donc dans le cas du plancher terrasse-t-on applique la méthode de trois moments.

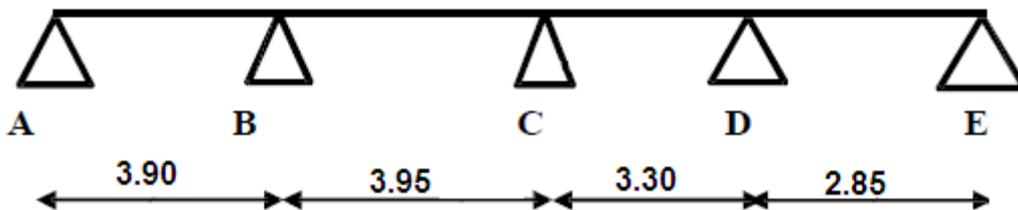
La méthode forfaitaire est applicable au plancher d'étage courant.

Les types des poutrelles :

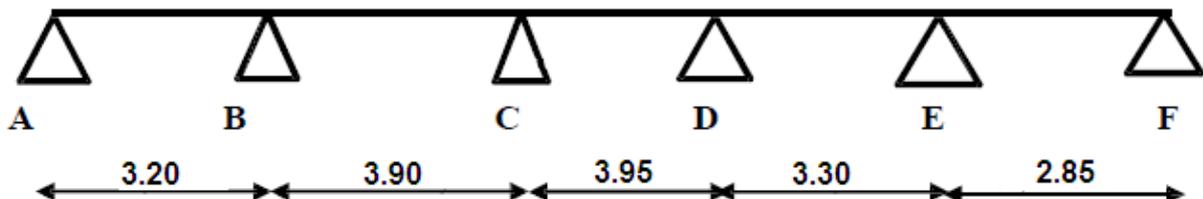
Type 01



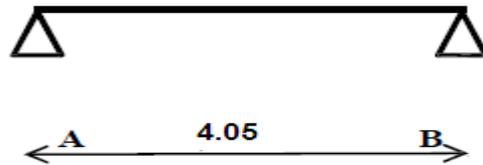
Type 02 :



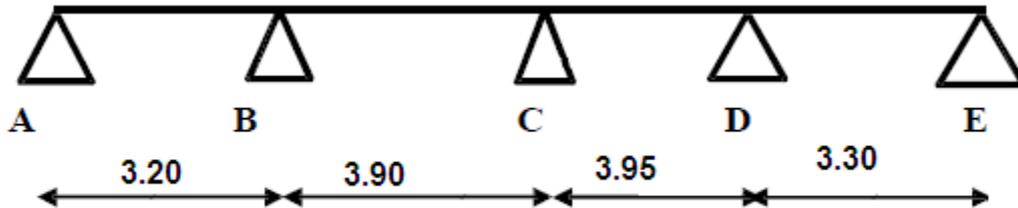
Type 03 :



Type 4 :



Type 5 :



III.4 Calcul des sollicitations :

Exemple de calcul (plancher étage courant)

Type 01 :

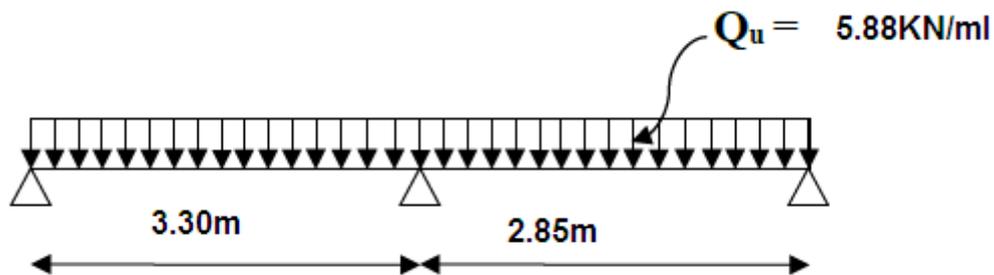


Figure III-4 : Schéma statique

Moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_n f^2}{8} = \left\{ \begin{array}{l} M_{0AB} = \frac{5.88 \times (3.3)^2}{8} \\ M_{0BC} = \frac{5.88 \times (2.85)^2}{8} \end{array} \right\} = 5.97 \text{ KN.m}$$

Moment sur appuis :

$$M_A = 0.2 M_{0AB} = 0.2 \times 8 = 1.4 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.6 \max(M_{0AB} ; M_{0BC}) = 0.6 \times 8 = 4.8 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.2 M_{0BC} = 0.2 \times 5.97 = 1.19 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

Travée AB :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1.06 \times 8) - \frac{1.4 + 4.8}{2} \\ \frac{1.26}{8} \times 8 = 5.04 \end{array} \right\} = 5.38$$

On prend : $M_t = 5.38 \text{ KN.m}$

Travée BC :

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1.06 \times 5.97) - \frac{4.8 + 1.19}{2} = 3.33 \text{ KN.m} \\ \frac{1.26}{8} \times 5.97 = 3.76 \text{ KN.m} \end{array} \right\}$$

On prend $M_t = 3.76 \text{ KN.m}$

Effort tranchant :

Travée (AB) :

$$T_w = \frac{1.4 - 4.8}{3.3} + \frac{5.88 \times 3.30}{2} = 8.67 \text{ KN}$$

$$T_e = \frac{1.4 - 4.8}{3.3} - \frac{5.88 \times 3.30}{2} = -10.73 \text{ KN}$$

Travée (BC) :

$$T_w = \frac{4.8 - 1.19}{2.85} + \frac{5.88 \times 2.85}{2} = 9.64 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{4.8 - 1.19}{2.85} - \frac{5.88 \times 2.85}{2} = -5.43 \text{ KN}$$

Diagrammes des moments fléchissant et de l'effort tranchant

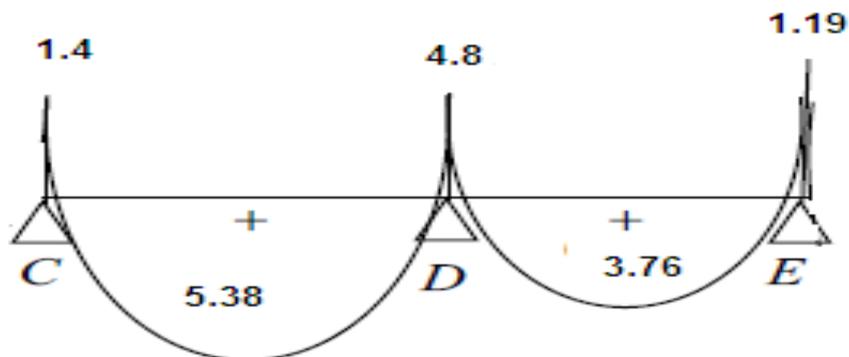


Figure III. 5 : Diagrammes des moments fléchissant

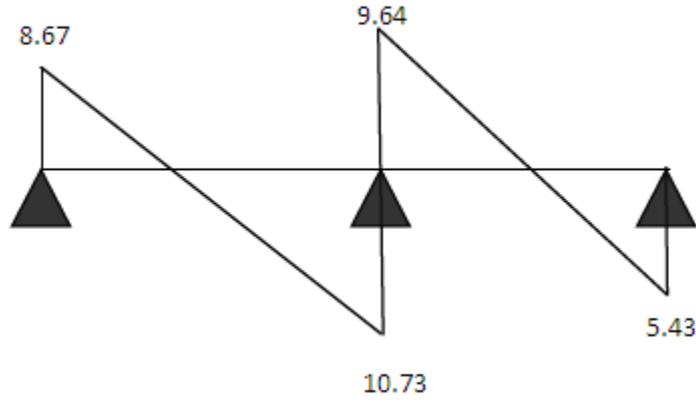


Figure III. 6 : Diagramme des efforts tranchant

Tableau II.1 : récapitulatif des résultats obtenus (plancher étage courant) :

Type	Travée	L (m)	E.L.U (kN.m)						E.L.S (kN.m)			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
1	Ab	3.30	3	5.38	-1.14	-4.8	8.67	-10.73	5.77	3.87	1.15	-3.46
	BC	2.85	5.97	3.76	-4.8	-1.19	9.64	-5.43	4.30	2.73	3.46	-0.86
2	AB	3.90	11.18	8.50	-2.24	-5.73	10.57	-12.36	8.06	5.76	1.6	-4.13
	BC	3.95	11.47	7.23	-5.73	-4.59	11.90	1.32	8.27	5.13	4.13	-3.30
	CD	3.30	8	5.04	-4.59	-4	9.88	-9.52	5.77	3.08	3.30	-2.88
	DE	2.85	5.97	3.76	-4	-1.19	9.36	-7.39	4.30	2.73	2.88	-0.86
3	AB	3.20	7.53	4.74	-1.5	-5.59	8.13	-10.68	5.43	3.45	1.086	-4.03
	BC	3.90	11.18	7.04	-5.59	-4.59	-11.72	-11.21	8.06	4.96	4.03	-3.3
	CD	3.95	11.47	7.57	-4.59	-4.59	11.61	-11.61	8.27	5.55	3.3	-3.3
	DE	3.30	8	5.04	-4.59	-4	9.88	-9.52	5.77	3.08	3.3	-3.3
	EF	2.85	5.97	3.76	-4	-1.19	9.36	-7.39	4.30	2.73	2.88	-0.86
4	AB	4.05	12.05	10.36	-2.41	-2.41	11.90	-11.90	8.69	7.56	1.74	-1.74
5	AB	3.20	7.53	4.74	-1.5	-5.59	8.12	-10.68	5.43	3.44	1.086	-4.03
	BC	3.90	11.18	6.76	-5.59	-4.59	11.72	-11.21	8.06	4.54	4.03	-4.13
	CD	3.95	11.47	7	-4.59	-5.73	11.32	-11.90	8.27	4.72	4.13	-4.13
	DE	3.30	8	5.04	-5.73	-1.6	10.95	-8.45	5.77	3.06	4.13	-1.15

Les sollicitations maximales de calcul sont :

$$E.L.U \begin{cases} Mt = 10.36 \text{ KN.m} \\ Mariv = 2.41 \text{ KN.m} \\ Maint = 5.73 \text{ KN.m} \\ Tmax = 11.90 \text{ KN} \end{cases}; \quad E.L.S \begin{cases} Mt = 7.56 \text{ KN.m} \\ Mariv = 1.74 \text{ KN.m} \\ Maint = 4.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.5 Calcul de ferrailage des poutrelles (à L'E-L-U) :

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction. Pour le calcul de ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Les poutrelles sont des sections en « T » dont les dimensions sont données comme suit :

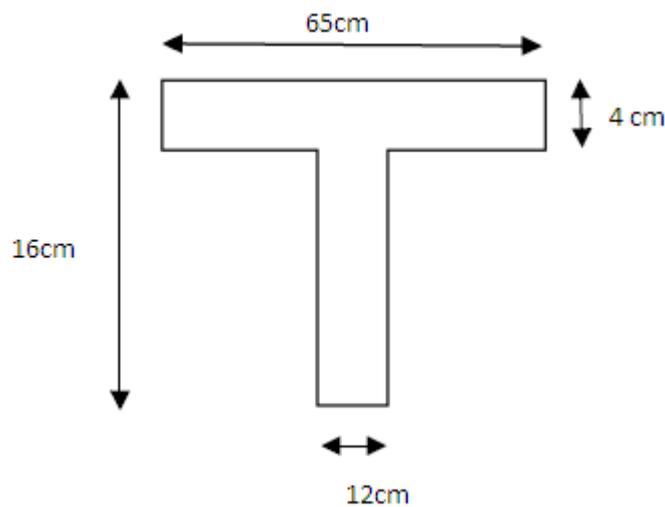


Figure III. 7 : section en T

Donnée :

- Largeur de la poutrelle : $b = 65 \text{ cm}$.
- Largeur de la section : $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section : $h_t = 20 \text{ cm}$.
- Hauteur de la section : $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0.9 h = 18 \text{ cm}$

Et on a :

- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$.
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- Contrainte limite de traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- Fissuration non préjudiciable (étage courant).

- Fissuration préjudiciable (plancher terrasse).

Calcul des armatures longitudinales à (E-L-U) :

- **En travée :**

Dans l'étude d'une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de la compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibré par la table « M_t ».

$$M_t = b \times h_0 \times \sigma_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 65 \times 4 \times 10.17 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3}$$

$$M_t = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 10.36 \text{ KN.m} < 58.95 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire e dimension $(b \times ht) = (65 \times 20) \text{ cm}^2$

Soumis à $M_{tmax} = 10.36 \text{ KN.m}$

$$d = 0.9 h = 18 \text{ cm.}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{10.36 \times 10^3}{14.17 \times (18)^2 \times 65} = 0.0347 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.0347 \rightarrow B = 0.978.$$

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

$$A_{cal} = \frac{M_{ut}}{B \times d \times \sigma_s} = \frac{10.36 \times 10^3}{0.978 \times 18 \times 348} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Té)

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{\left[b \times h_0 \times \left(h_t - \frac{h_0}{2}\right)\right] + \left[b_0 \times (h_t - h_0) \times \left(\frac{h_t - h_0}{2}\right)\right]}{[b + h_0] + [b_0 \times (h_t - h_0)]}$$

$$V_2 = \frac{\left[65 \times 4 \times \left(20 - \frac{4}{2}\right)\right] + \left[12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20 - 4}{2}\right)\right]}{[65 + 4] + [12 \times (20 - 4)]}$$

$$V_2 = 13.75 \text{ cm}$$

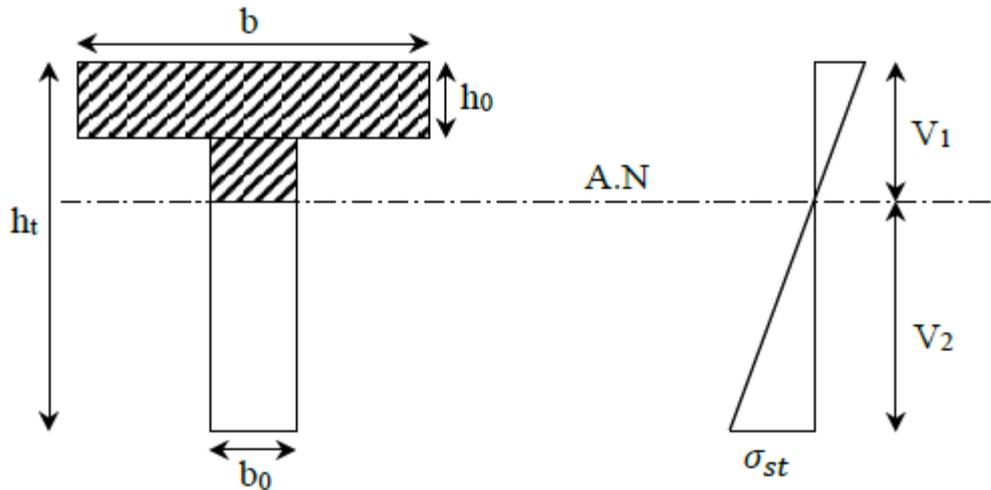


Figure III. 8 : Condition de non fragilité (section en T)

Condition de non fragilité (section en T)

$$V_1 = h_t - V_2 = 20 - 13.75 = 6.24 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bV_1^3 - [(b - b_0) \times (V_1 - h_0)^3]}{3} + \frac{b_0(h_t - V_1)^3}{3}$$

$$I = \frac{65 \times (6.24)^3 - [(65 - 12) \times (6.24 - 4)^3]}{3} + \frac{12(20 - 6.24)^3}{3}$$

$$I = 5065.8 + 10421.14 = 15486.94 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486.94 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 13.75 \times 400} = \frac{32522.57}{89100} = 0.365 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{scal} = 1.69 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.365 \text{ cm}^2$... condition non vérifié.

On prend : 3T10 = 2.36 cm²

- **Sur appui intermédiaire (armature supérieure)**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 20)\text{cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{ait}}{f_{bc} \times d^2 \times b_0} = \frac{5.73 \times 10^3}{14 \times (18)^2 \times 12} = 0.104 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.104 \rightarrow B = 0.945$$

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

$$A_{cal} = \frac{M_a}{B d \sigma_s} = \frac{5.73 \times 10^3}{0.945 \times 18 \times 348} = 0.97 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.21 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486.94 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.24 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{cal} = 0.97 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2$... condition vérifié.

On prend 1 T10 (filante + 1T10 (chapeau) = 1.57 cm²

• sur appui de rive :

$$\mu = \frac{M_{arive}}{B \times d \times \sigma_s} = \frac{2.41 \times 10^3}{0.978 \times 18 \times 348} = 0.43 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.0437 \rightarrow B = 0.978$$

$$A_{cal} = \frac{M_{arive}}{B \times d \times \sigma_s} = \frac{2.41 \times 10^3}{0.978 \times 18 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Te)

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.21 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486.94 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.24 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{cal} = 0.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2$ condition non vérifié.

On prend : $A_s = 0.80 \text{ cm}^2$

On prend : 1T12 = 1.13 cm²

III.6 Vérification des contraintes à L'E-L-S

En Travée :

Puisque la fissuration est per nuisible et l'acier utilise est le FeE400, alors la vérification des contraintes à L'E-L-S sera simplifiée comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{10.36}{7.56} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$\alpha = 0.042 \leq 0.435$ condition vérifié

En appuis :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10.36}{7.56} = 1.37$$

$$\frac{1.37 - 1}{7.562} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$\alpha = 0.17 \leq 0.435$ Condition vérifiée.

Vérification au cisaillement :

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 11.90 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{\tau_u}{b_0 \times d} = \frac{11.90 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.55 \text{ MPa}$$

Pour fissuration non préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.55 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Calcul les armateurs transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_2\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right)$$

$$\phi_t \leq 5.71 \text{ mm}$$

Comme ferrailage transversale un épingle en ϕ_6

Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(0.9 d; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(16.2; 40 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq 16.20 \text{ cm}$$

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

D'après le RYPA 99 (version 2003)

Espacement dans zone nodale :

$$S_t \leq \min(10 \phi_l; 15 \text{ cm}) = \min(12 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm}$$

En espacement dans la zone courante : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$(S_t \leq 15\phi_l) \rightarrow \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

Vérification de la flèche :

D'après BAEL91/99 il faut que les conditions suivantes soient vérifiées :

$$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{S_{00}} \text{ avec, } L_{max} \text{ la portée maximale des poutrelles.}$$

Dans notre cas, on a $L_{max} = 4.05 \text{ m}$

$$\frac{405}{500} = 0.81 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{ut} \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

$$I_0 = \frac{0.65 \times (0.20)^3}{12} + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \left(\frac{0.20}{2} - 0.02\right)^2$$

$$I_0 = 4.56 \times 10^{-4} \text{ m}^4*$$

$$f = \frac{A_{ut}}{b_0 d} = \frac{2.36 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.18} = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{c28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{d}\right) f} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{0.12}{0.65}\right) 0.011} = 3.74$$

$$\tau = 1 - \frac{1.75 - f_{c28}}{4 \times f \times \gamma_{st}} + f_{c28} = 0.79$$

$$I_{Fi} = \frac{1.1 \times 4.55 \times 10^{-4}}{(1 + 3.74 \times 0.79)} = 1.275 \times 10^{-4} m^4$$

$$f = \frac{M_{st} - L^2}{10 E_1 \times I_{Fi}} = \frac{10.36 \times 10^{-3} \times (4.05)^2}{10 \times 32164.2 \times 1.265 \times 10^{-4}}$$

Avec $E_1 = 10000(f_{c28})^{1/3} = 32164.2 MPa$

Donc $f = 4.176 \times 10^{-3} \leq F_{adm} = 0.8$ Condition vérifiée.

Dessin de ferrailage des poutrelles (étage courant) :

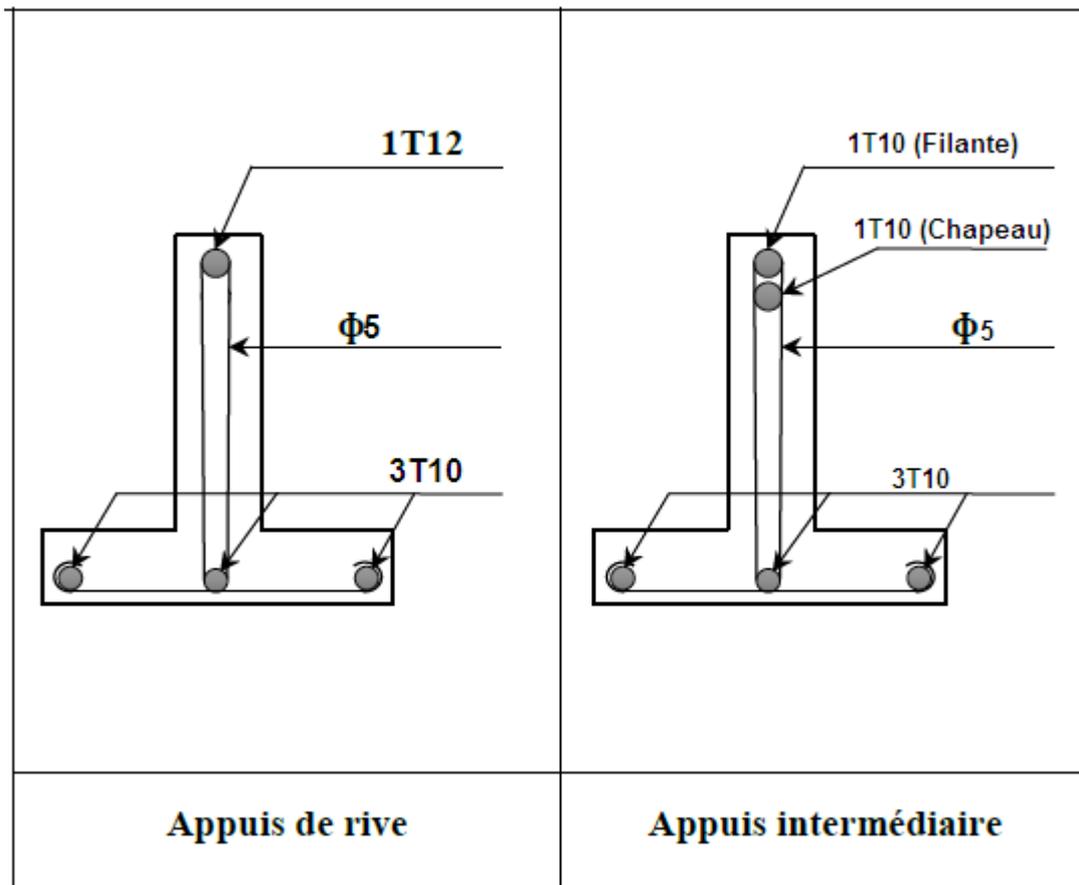


Figure III-9 : Dessin de ferrailage des poutrelles (étage courant)

Plancher Terrasse :

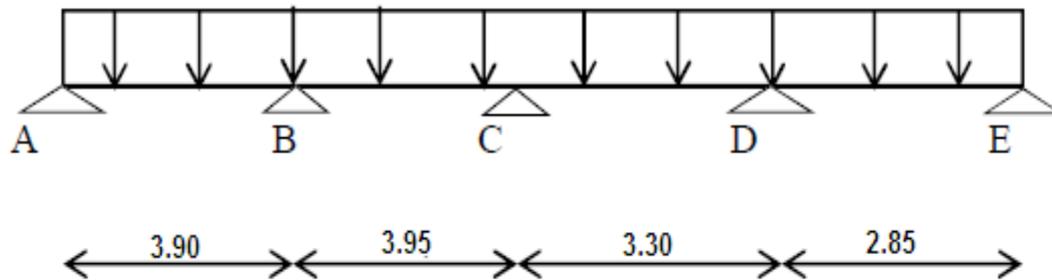
On a les mêmes types de poutrelles définies précédemment

Méthode de calcul : Vu que la 4^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée c.-à-d. la fissuration est préjudiciable (cas du plancher terrasse), on propose pour le calcul des moments qu' appuis « la méthode des trois moments ».

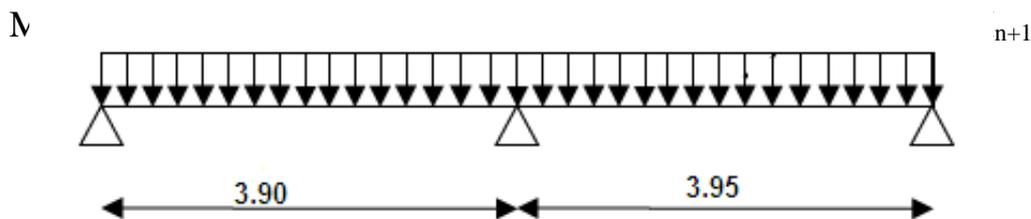
Exemple de calcul :

Type 02 :

$q_n = 5.72 \text{ KN/ml}$.



En isole les deux premières travées adjacentes AB et BC :



Travée AB :

$$M_{0AB} = \frac{qp^2}{8} = 10.99 \text{ KN.m}$$

$$A_n = B_n = \frac{L_n}{2} = 1.95 \text{ m}$$

$$S_n = \frac{2}{3}(L_n \times M_{0AB}) = 28.57 \text{ m}^2$$

Travée BC :

$$M_{0AB} = 11.27 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = \frac{L_{n+1}}{2} = 1.975 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = \frac{2}{3}(L_{n+1} \times M_{0BC}) = 29.68 \text{ m}^2$$

Détermination de l'équation :

$$M_a = -0.2 M_{0BC} = -2.2 \text{ KN.m}$$

$$3.90 M_a + 2(3.90 + 3.95)M_b + 3.95 M_c + 6 \left[(28.57 \times \frac{1.95}{3.70}) \right] + (29.67 \times \frac{1.975}{3.95}) = 0$$

$$15.7 M_b + 3.95 M_c + 166.17 = 0 \dots \dots \dots (1)$$

On isole les deux deuxièmes travées adjacentes BC et CD :

Travée BC :

$$M_{0BC} = 11.27 \text{ KN.m}$$

$$S_n = 29.68 \text{ m}^2$$

$$a_n = b_n = 1.975 \text{ m}$$

Travée CD :

$$M_{0CD} = 7.87 \text{ KN.m}$$

$$a_{n+1} = b_{n+1} = 1.65 \text{ m}$$

$$S_{n+1} = 17.31 \text{ m}^2$$

$$M_d = -0.2M_{0CD} = -1.57.$$

$$3.95 M_b + 14.5 M_c + 135.79 = 0 \dots \dots \dots (2)$$

$$\begin{cases} 15.7 M_b + 3.95 M_c + 166.17 = 0 \\ 3.95 M_b + 14.5 M_c + 135.79 = 0 \end{cases}$$

Ces moments sur appuis :

$$M_a = -2.20 \text{ KN.m}$$

$$M_b = -8.83 \text{ KN.m}$$

$$M_c = -6.96 \text{ KN.m}$$

$$M_d = -1.57 \text{ KN.m}$$

$$M_e = -1.17 \text{ Kn.m}$$

Les moments en travée :

$$M_{tAB} = \frac{M_a + M_b}{2} M_{0AB} = 5.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{tBC} = \frac{M_b + M_c}{2} M_{0BC} = 3.37 \text{ KN.m}$$

$$M_{tCD} = \frac{M_c + M_d}{2} M_{0CD} = 3.60 \text{ KN.m}$$

$$M_{tDE} = \frac{M_D + M_E}{2} M_{0DE} = 4.5 \text{ KN.m}$$

Calcul l'effort tranchant :

$$\text{Travée AB : } T_w = \frac{M_a + M_b}{2} + \frac{Q_n L}{2} = \frac{-2.20 + (-8.83)}{3.90} + 5.78 \times \frac{3.90}{2} = 12.76 \text{ KN.m}$$

$$T_e = \frac{M_a + M_b}{2} - \frac{Q_n L}{2} = \frac{-2.20 + (-8.83)}{3.90} + 5.78 \times \frac{3.90}{2} = -9.57 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée BC : } T_w = 10.94 \text{ KN.m}$$

$$T_e = -11.89 \text{ KN.m}$$

Travée CD : $T_w = 7.90 \text{ KN.m}$

$$T_e = -11.17 \text{ KN.m}$$

Travée DE : $T_w = 8.09 \text{ KN.m}$

$$T_e = -8.38 \text{ KN.m}$$

Digramme des moments fléchissant et de l'effort de tranchant

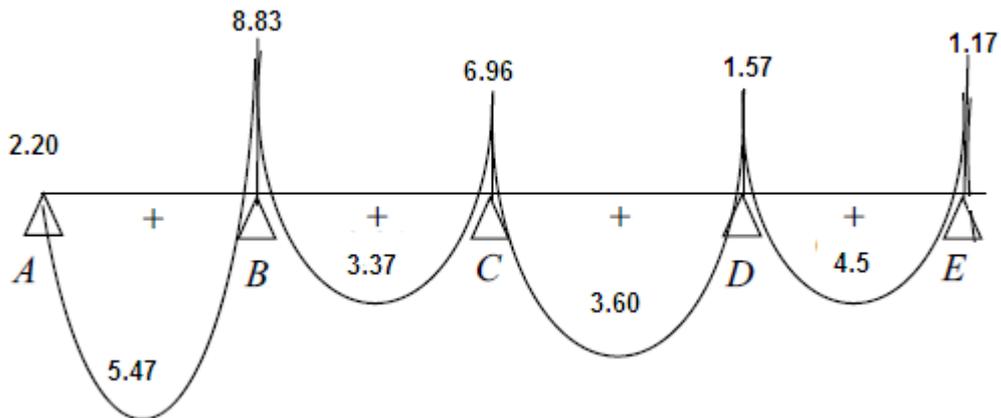


Figure III-10 : Digramme des moments fléchissant

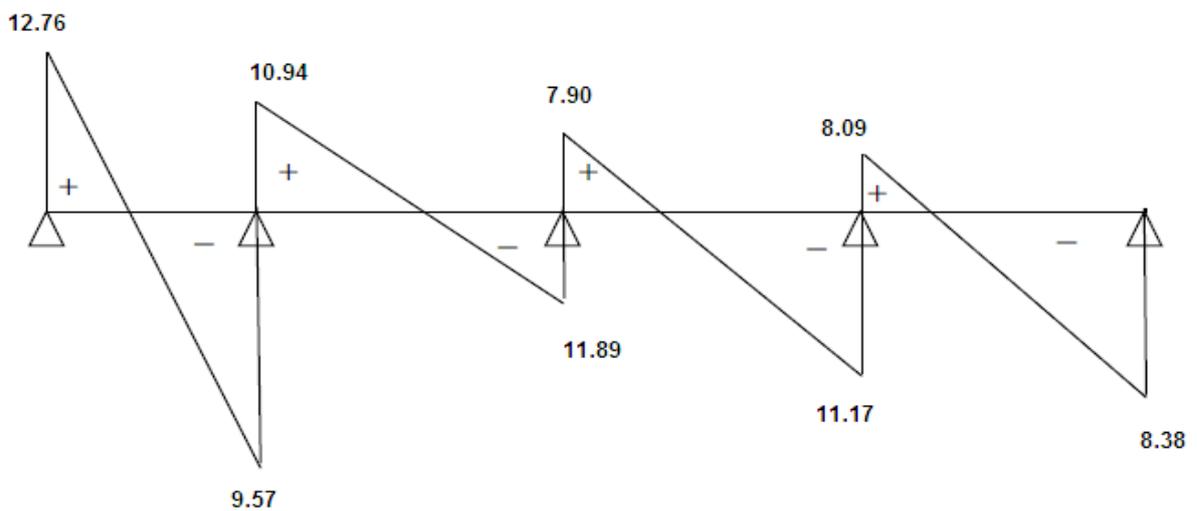


Figure III-11 : Digramme de l'effort de tranchant

Tableau III.2 : récapitulative des résultats obtenus (plancher terrasse):

Type	Travée	L (m)	E.L.U (kN.m)						E.L.S (kN.m)			
			M ₀	M _t	M _w	M _e	T _w	T _e	M ₀	M _t	M _w	M _e
1	Ab	3.30	7.87	3.96	-1.57	-6.25	13.84	-8.12	5.73	2.88	-1.15	-4.55
	BC	2.85	5.87	2.16	-6.25	-1.17	6.45	-10.02	4.27	1.57	-4.55	-0.85
2	AB	3.90	10.99	5.47	-2.20	-8.83	12.76	-9.54	8	3.97	-1.6	-6.45
	BC	3.95	11.27	3.37	-8.83	-6.96	10.94	-11.89	8.21	2.45	-6.45	-5.06
	CD	3.30	7.87	3.60	-6.96	-1.57	7.90	-11.17	5.73	1.45	-5.06	-3.5
	DE	2.85	5.87	2.22	-1.57	-1.17	8.09	-8.38	4.27	2.09	-3.5	-0.85
3	AB	3.20	7.39	3.36	-1.48	-6.58	10.83	-7.66	5.39	2.45	-4.79	-6.50
	BC	3.90	10.94	3.24	-6.58	-8.93	11.87	-10.66	8	2.35	-4.79	-6.50
	CD	3.95	11.27	3.32	-8.93	-6.93	-4.81	8.89	-10.18	3.73	0.05	-4.90
	DE	3.30	7.87	2	-6.93	-4.81	8.89	-10.18	3.73	0.05	-4.90	-2.46
	EF	2.85	5.87	2.88	-4.81	-1.17	6.95	-9.51	4.27	2.61	-2.46	-0.85
4	AB	4.05	11.85	9.48	-2.37	-2.37	11.70	-11.70	8.63	6.9	-1.73	-1.73
5	AB	3.20	7.40	3.22	-1.48	-6.58	10.84	-7.56	5.39	2.45	-1.078	-4.79
	BC	3.90	10.99	3.24	-6.58	-8.93	11.87	-10.67	8	2.35	-4.79	-6.50
	CD	3.95	11.27	3.34	-8.93	-6.93	10.90	-11.92	8.21	2.51	-6.50	-4.90
	DE	3.30	7.87	3.62	-1.57	-1.57	7.91	-11.16	5.73	2.7	-4.90	-1.15

Les sollicitations maximales de calcul sont:

$$\begin{array}{ll}
 M_t = 9.48 \text{ kN.m} & M_t = 6.9 \text{ kN.m} \\
 \text{E.L.U} \quad M_{\text{ariv}} = 2.37 \text{ kN.m} & \text{E.L.S} \quad M_{\text{ariv}} = 1.73 \text{ kN.m} \\
 M_{\text{aint}} = 8.93 \text{ kN.m} & M_{\text{aint}} = 6.50 \text{ kN.m} \\
 T_{\text{max}} = 13.84 \text{ kN} &
 \end{array}$$

Calcul des armatures longitudinales (à L’E.L.U):

Dans l’étude d’une section en T il est nécessaire de savoir si la partie comprimée intéresse la table de la compression ou si elle intéresse également la nervure.

On calcule le moment équilibré par la table “M_t”

$$M_t = b \times h_0 \times \delta_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 65 \times 4 \times 14.17 \times \left(18 - \frac{4}{2} \right) \times 10^{-3} = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{tmax} = 9.48 \text{ KN.m} < 58.95 \text{ KN.m}$$

Donc l’axe neutre tombe dans la table de compression la section en T sera calculé en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension (b × h_t) = (65 × 20) cm² soumis à

$$M_{tmax} = 9.48 \text{ KN.m.}$$

En travée (armature inférieure)

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9.48 \times 10^3}{65 \times (18)^2 \times 14.17} = 0.0317 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.0317 \rightarrow B = 0.948.$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{9.48 \times 10^3}{65 \times 18 \times 14.17} = 1.54 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en Té)

$$A_{mi\Box} = \frac{I \times f_{c28}}{0.81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

V₁, V₂ et I déjà calculé.

$$V_2 = 13.75 \text{ cm}$$

$$V_1 = 6.24 \text{ cm}$$

$$I = 15486.94 \text{ cm}^4$$

$$A_{min} = \frac{15486.94 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 13.75 \times 400} = 0.365 \text{ cm}^2$$

Donc A_{cal} = 1.54 cm² > A_{min} = 0.365 cm² Condition vérifiée.

On prend : 3T10 = 2.36 cm²

• **Sur l'appui intermédiaire (armature supérieure) :**

La section de calcul est une section rectangulaire de dimension $(b_0 \times h) = (12 \times 120) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{8.93 \times 10^3}{14.17 \times (18)^2 \times 12} = 0.162 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.162 \rightarrow B = 0.911$$

$$A_{cal} = \frac{8.93 \times 10^3}{0.911 \times 18 \times 348} = 1.56 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section Té)

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486.94 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.24 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{cal} = 1.56 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) = 1.57 cm²

Sur appui de rive :

$$\mu = \frac{2.37 \times 10^3}{14.17 \times (18)^2 \times 12} = 0.043 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0.043 \rightarrow B = 0.9785$$

$$A_{cal} = \frac{2.37 \times 10^3}{0.9785 \times 18 \times 348} = 0.386 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité.

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0.81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{15486.94 \times 2.1}{0.81 \times 20 \times 6.24 \times 400} = 0.80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{scal} = 0.386 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.80 \text{ cm}^2$ condition non vérifié.

On prend $A_s = 0.80 \text{ cm}^2$

On prend : 1T8 (filante) + 1T8 (chapeau) = 1.01 cm².

Vérification des contrainte à L'E.L.S

En travée :

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est le FeE400, alors la vérification des contraintes à E.U.S sera simplifié :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{9.48}{6.9} = 1.37$$

$$\alpha \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.435$$

$\alpha = 0.042 \leq 0.435$ Condition vérifiée.

En

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.37 ; \alpha = 0.435$$

$\alpha = 0.15 \leq 0.435$ condition vérifiée.

Vérification au cisaillement :

L'effort tranchant maximal $T_{max} = 13.84$ KN.

$$\tau_u = \frac{t_u}{b_0 \times d} = \frac{13.84 \times 10^3}{0.12 \times 0.18} = 0.64 \text{ MPa}$$

Pour fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.10 f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.64 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Donc il n ya pas de risque de cisaillement :

Calcul les armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35} ; \frac{120}{10} ; 10 \right)$$

$$\phi_t \leq 5.71 \text{ mm}$$

On adopte $\phi_l = 5 \text{ mm}$ comme ferrailage transversal un épingle en ϕ_5

Calcul des espacements :

$$S_t = \min(0.9 d ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t = \min(16.2 d ; 40 \text{ cm})$$

$$\rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

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

D'après le RPA99 (version 2003) :

En zone nodale :

$$S_t = \min(16.2 \phi_l ; 15 \square m)$$

$$S_t = \min(12 ; 15 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 12 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

En zone courante :

$$(S_t \leq 15 \phi_l) \rightarrow (S_t \leq 18)$$

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

Vérification de la flèche :

D'après BAEL 91/99 il faut que la condition qui suivantes soient vérifiées

$f \leq f_{adm} = \frac{L_{max}}{500}$ avec L_{max} = la porte maximale des poutrelles

Dans notre cas, on a $L_{max} = 4.05 \text{ m}$

$$\frac{405}{500} = 0.81 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 A_{nt} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \rightarrow (d' = 0.1h = 0.02 \text{ m}).$$

$$I_0 = \frac{0.65 \times (0.20)^3}{12} + 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \left(\frac{0.20}{2} - 0.020 \right)^2$$

$$I_0 = 4.56 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{A_{nt}}{b_0 d} = \frac{2.36 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.18} = 0.011.$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{d} \right) f} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{0.12}{0.65} \right) 0.011} = 3.74$$

$$\tau = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 f \sigma_{st} + f_{t28}} = 0.79.$$

$$I_{Fi} = \frac{1.1 I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \tau)} = \frac{1.1 \times 4.56 \times 10^{-4}}{(1 \times 3.74 \times 0.79)} = 1.27 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$f = \frac{M_{st} \times L^2}{10 E_i \times I_{Fi}} = \frac{9.48 \times 10^{-3} \times (4.05)^2}{10 \times 32164.2 \times 1.27 \times 10^{-4}} = 3.8 \times 10^{-3} \text{ m}$$

Avec $E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.2 \text{ MPa}$

Donc $f = 3.8 \times 10^{-3} \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.8 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Dessin de ferrailage des poutrelles (plancher de terrasse) :

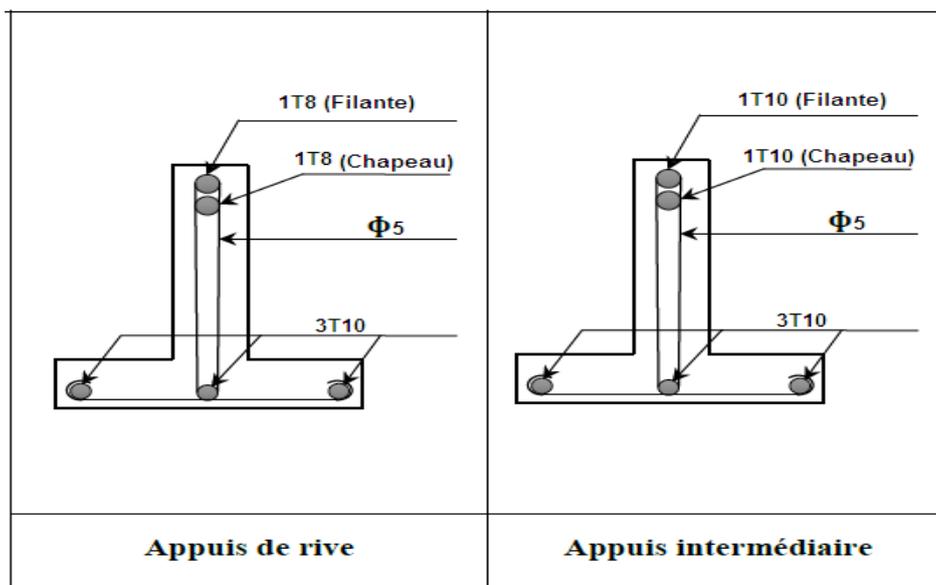


Figure III- 12 : Dessin du ferrailage des poutrelles de plancher terrasse

Chapitre IV

Etude des éléments non structuraux

IV.1 Acrotère :

IV.1 Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme un parapoi, contre toute chute, il est assimilé à une console au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à une main courante et au séisme qui créent un moment de renversement.

IV.2 Charges sollicitant l'acrotère :

Charge permanente et charge d'exploitation :

- **Charge Permanente**

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

$$G = 25[(0,6 \times 0,10) + (0,08 \times 0,1) + 0,5(0,02 \times 0,1)] \times 1$$

$$G = 1,72 \text{ kN/m}$$

- **Charge D'exploitation**

On prend en considération l'effet de la main courante

$$Q = 1 \times 1 = 1 \text{ kN/ml}$$

Charge aux états limites :

Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur.

- **E.L.U**

$$N_U = 1,35 G = 1,35 \times 1,72 = 2,32 \text{ KN/m}$$

$$M_U = 1,5 Q h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ kN.m}$$

$$T_U = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ kN}$$

- **E.L.S**

$$N_S = G = 1,72 \text{ KN}$$

$$M_S = Q h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ kN.m}$$

$$T_S = Q = 1 \text{ kN}$$

Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $C = C' = 2 \text{ cm}$.

Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,9}{2,32} = 0,39 \text{ m}$$

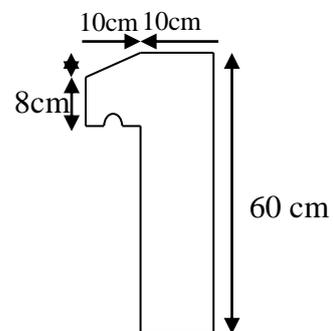


Figure IV. 1 : Acrotère

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

IV.3 Calcul du ferrailage (E.L.U) :

Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,32 \left[0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,32) - 0,97 = -0,81 \text{ kN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,79 \text{ kN.m}$$

$-0,80 < 24,79 \text{ kN.m}$; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire $(b \times h) = (100 \times 10) \text{ cm}^2$.

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

$$M_U = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\delta_{st}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668. \text{ avec: } 1000\delta_{st} = \frac{f_e}{E \cdot \delta_s} = \frac{400}{2,10^5 \times 1,15} = 1,74$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668(1 - 0,4 \times 0,668) = 0,392 > \mu = 0,0084 \rightarrow A' = 0$$

Pas d'armatures de compression.

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

Calcul de la section d'armatures en :

a) **Flexion simple :**

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 9 \times 0,996} = 0,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b) **Flexion compose :**

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,32 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale des armatures pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principaux :

$$N_{ser} = N_G = 1,72 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,72} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} A_{s \min} &= \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 \\ &= \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23 \\ &= 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned}$$

On adopte **4T6p.m**; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{m}$; avec un espacement $St = 33 \text{ cm}$.

b) Les armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_r = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : **4T6 p.m**.

IV.4 Les vérifications :

Vérification des contraintes (E.L.S.) :

• **Moment de service :**

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,72 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

• **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 - \eta A_s (d - y) = 0 \rightarrow \frac{100}{2} y^2 + 16,95y - 152,55 = 0 \rightarrow y = 1,58 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 1,58^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,58)^2) \\ &= 1064,68 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1064,68} \times 1,58 = 0,96 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,96 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,66 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1064,68} \times (9 - 1,58) = 67,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,017 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,017 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u$$

$$= 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,10

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,72 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,10 \times 1,72 = 0,55 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} ; \text{Condition vérifiée}$$

Disposition du ferrailage :

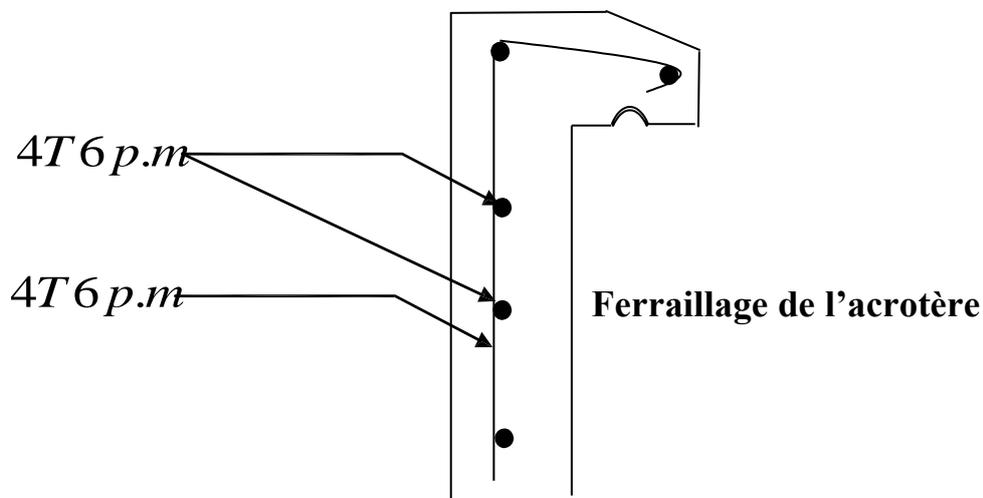


Figure .IV.2 : Schéma du ferrailage de l'acrotère.

- 2- Balcon :

IV.1 Introduction :

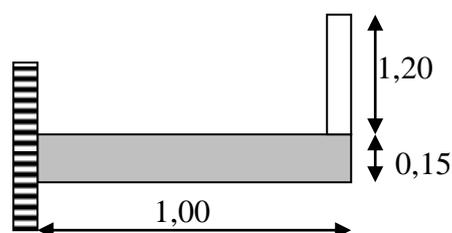
Le balcon est une dalle pleine encastrée dans la partie, Entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment est communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

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

On a un seul type de balcon.

L'épaisseur de ses dalles pleines résulte des conditions suivantes :

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique $e \geq 12$.
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11$ cm pour 2 heures de coup f en donc on adopte $e = 15$ cm.



FigureIV.3 : Schémas représentatif de balcon

IV.2 Descente des charges :

Tableau IV.1 : Descente des charges (Balcon).

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
1	Carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
4	Dalle pleine	0.15	25.00	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	18.00	3.36
Total				5.27

Poids propre : $G = 5.27 \text{ kN/m}^2$

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

Charge par ml:

$$Q_u = 1.35 + 1.5 Q = 9.36 \text{ KN/ml.}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 6.77 \text{ KN/m}$$

Calcul de la charge concentrée :

Poids propre du mur en brique perforées :

$$P = \gamma_b \times b \times h \times 1m = 9 \times 0.1 \times 1.2 \times 1 = 1.08$$

Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) :

$$P_{ex} = 0.18 \times 2 \times 1.2 \times 1 = 0.43 \text{ KN.}$$

$$P_{int} = 0.18 \times 1.5 \times 1.2 \times 1 = 0.32 \text{ KN.}$$

$$P_{tot} = 1.83 \text{ KN.}$$

$$P_n = 1.35 P = 2.47 \text{ KN.}$$

$$P_{ser} = 1.83 \text{ KN.}$$

IV.3 Ferrailage (E.L.U) :

Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant maximales :

$$M_{max} = -\frac{Q_n l^2}{2} - P_n \cdot l = -7.15 \text{ KN. m.}$$

$$T_{max} = Q_n \cdot l + P_n = 11.83 \text{ KN.}$$

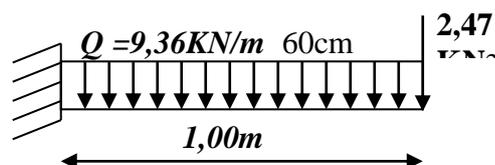


Figure IV.4 : Schémas statique

$$d = 0.9 h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\tau = \frac{M_{max}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9.36 \times 10^3}{100 \times (13.5)^2 \times 14.17} = 0.036 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0.$$

$$\tau = 0.036 \rightarrow \beta = 0.982$$

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

$$A_{cal} = \frac{M_{max}}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{9.36 \times 10^3}{0.982 \times 13.5 \times 348} = 2.03 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10/ml

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml et St} = 33 \text{ cm}$$

$$A_r = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml et St} = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots 4T10$$

IV.4 Vérification :

a/ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.63 \text{ cm}^2 \quad (\text{condition vérifiée}).$$

b/ contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{1.83 \times 10}{100 \times 13.5} = 0.087 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}): \text{fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0.087 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires :

c/ Contrainte d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0.9 \times d \times n \times \tau} = \frac{11.83 \times 10}{0.9 \times 13.5 \times 4 \times 3.14 \times 10^2} = 0.77 \text{ MPa.}$$

Avec :

n : nombre d'armature longitudinale tendues ; n = 4

τ : Périmètre d'armature tendue.

μ : 3.14 cm² ; tirée du tableau.

$$\tau_{se} = \varphi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa.}$$

φ_s : Coefficient e scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA.

$$\varphi_s = 1 \rightarrow \text{pour les aciers lisses.}$$

$$\varphi_s = 1.5 \rightarrow \text{pour les aciers HA}$$

$\tau_{se} = 0.77 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

La vérification des contraintes à L'E.L.S

$$M_{ser} = \frac{-Q_{ser} \times l^2}{2} - P_{ser} = -5.21 \text{ KN.m}$$

a/ Détermination de la position de l'axe neutre :

$$b/2 y^2 - 15 A_s (d-y) = 50y^2 + 47.10 y - 365.85 = 0$$

$$y = 3.12 \text{ cm.}$$

b/ Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{y} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times (3.12)^3}{3} + [15 \times 3.14 \times (13.5 - 3.12)^2] = 6087.14 \text{ cm}^4$$

c/ Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{5.21 \times 10^3}{6087.14} \times 3.12 = 2.67 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$\sigma_{bc} = 2.67 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

d/ Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st}

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{3}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1.6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266.67 \text{ MPa} ; 201.63 \text{ MPa}) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 1.6 \times \frac{5.21 \times 10^3}{6087.14} (13.5 - 3.12) = 133.26 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 133.26 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : F1 + F2 avec :

$$F_1 = \frac{QL^4}{8EI} ; \text{ Flèche due à la charge répartie.}$$

$$F_2 = \frac{PL^3}{3EI} ; \text{ Flèche due à la charge concentrée.}$$

a/ Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left[(b \times h) \frac{h}{2} \right] + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)} = \frac{[100 \times 15 \times 7.5] + [15 \times 3.14 \times 13.5]}{(100 \times 15) + (15 \times 3.14)}$$

$$Y_1 = Y_G = 6.98 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 8.02 \text{ cm}$$

b/ Calcul des moments d'inertie :

$$I = \frac{by_1^3}{3} + \frac{by_2^3}{3} + \eta A_s (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100(6.98)^3}{3} + \frac{100(8.02)^3}{3} + [15 \times 3.14 \times (13.5 - 6.98)^2] = 30532.84 \text{ cm}^4$$

c/ Calcul de la flèche :

$$F = \frac{L^3}{EI} \left(\frac{QL}{8} + \frac{P}{3} \right) = \frac{(1)^3 \times 10^2}{32164.2 \times 10^{-5} \times 30532.84} \times \left[\frac{6.77}{8} + \frac{1.83}{3} \right] = 0.015 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{100}{300} = 0.33 \text{ cm} \rightarrow (\text{élément de plancher})$$

$F_{cal} = 0.015 \text{ cm} < F_{adm} = 0.33 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Disposition du ferrailage :

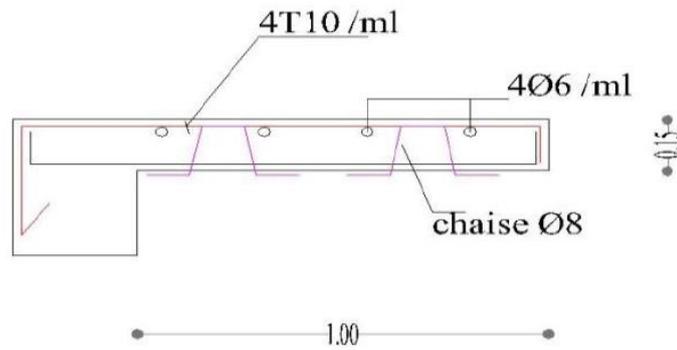


Figure IV.5: Schémas du ferrailage du balcon.

IV-3- les escaliers :

IV.3.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme ils constituent une issue des secours importante en cas d'incendie.

Terminologie :

Un escalier se compose d'un nombre de marches, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la largeur d'une marche « g » s'appelle le giron, et la hauteur d'une marche « h » la mur qui limite l'escalier s'appelle le mur d'échiffre.

Le plafond qui monte sous les marches s'appelle paillasse, la partie verticale d'une marche s'appelle le contre marche, la cage et le volume se situent à l'escalier, les marches peuvent prendre appui sur poutre droite ou courbe dans laquelle on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé jour.

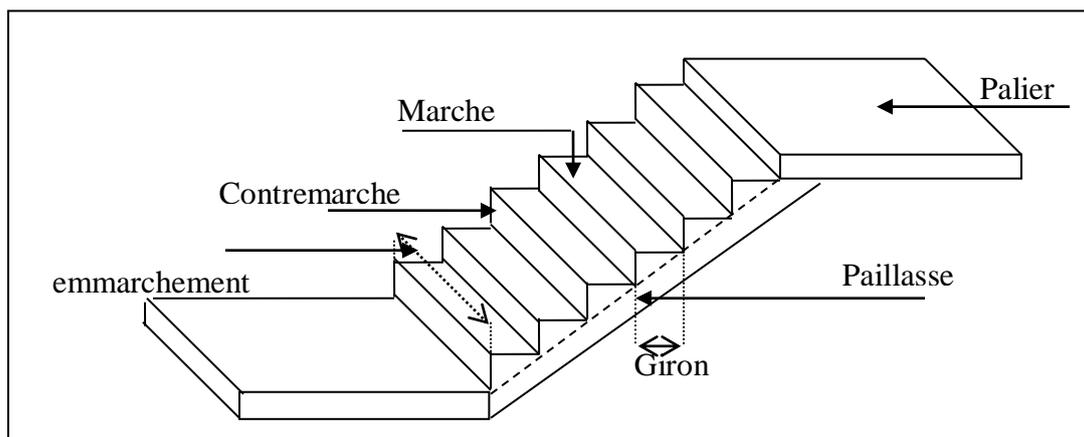


Figure IV.6 : Schéma d'un escalier.

IV.3.2 Dimensionnement des escaliers :

Pour les dimensions des marches « g » et contre marche « h », on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 66\text{ cm}$

Avec :

h : hauteur de la marche (contre marche).

g : longueur de la marche.

On prend $2h + g = 64\text{ cm}$ (1)

H : hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage ($H = n \times h$).

n : nombre de contre marche.

$$L = (n - 1) g.$$

L : Projection horizontale de la longueur totale de volée.

Etude d'un escalier à trois volets :

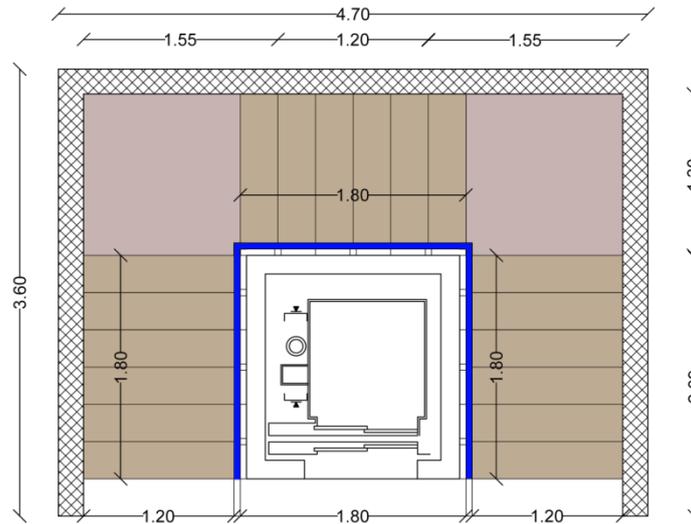


Figure IV.7 : Schéma d'un escalier.

1^{er} cas : étude d'un escalier droite.

Volée(1)=Volée(3)

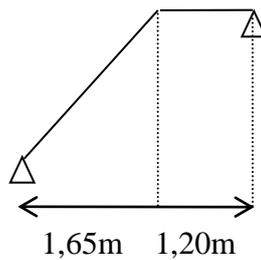


Figure IV.8 : Schéma statique.

Dimensionnement des marches et contre marches :

$$H = n \times h \rightarrow h = \frac{H}{n} \text{ avec } (H = \frac{H_e}{3})$$

$$\text{RDC : } H_c = 3.91 \text{ m} \rightarrow H = \frac{391}{3} = 130 \text{ cm.}$$

$$\text{D'après BLONDEL on a : } \frac{L}{n-1} + 2 \left(\frac{H}{2} \right) = m \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{En puis : } mn^{22} - (m + L + 2 H)n + 2 H = 0 \dots\dots\dots (2)$$

Avec : $m = 64 \text{ cm}$ et $H = 130 \text{ cm}$ et $L = 165 \text{ cm}$

La solution de l'équation est : $n = 7$ contre marche.

Puis : $h = \frac{H}{n} = \frac{130}{7} = 18.5 \text{ cm}$ on prend : $h = 18 \text{ cm}$.

$g = \frac{L}{n-1} = \frac{165}{6} = 27.5 \text{ cm}$ on prend : $g = 28 \text{ cm}$.

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 64 \leftrightarrow 2(18) + 28 = 64$$

L'inégalité vérifiée, on a 7 marches avec $g = 28 \text{ cm}$ et $h = 18 \text{ cm}$

1er étage à 7ème étage :

$$H = \frac{306}{3} = 102 \text{ cm}$$

n : 6 contre marches

$n-1$: 5 marches

$$h = \frac{H}{n} = \frac{102}{6} = 17 \text{ cm}$$

$g = \frac{L}{n-1} = \frac{165}{5} = 33 \text{ cm}$ on prend $g = 30 \text{ cm}$

$$59 \leq 2h + g \leq 64 \leftrightarrow 2(17) + 30 = 64$$

L'inégalité vérifiée, on a 6 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$

Epaisseur de la paillasse (ev) :

$$tg \alpha = \frac{18}{28} = 0.6428 \rightarrow \alpha = 32.73 \rightarrow \cos \alpha = 0.84$$

$$\frac{L}{\cos \alpha} \leq ev \leq \frac{L}{20 \cos \alpha} \rightarrow \frac{165}{30 \times 0.84} \leq ev \leq \frac{165}{20 \times 0.84} \leftrightarrow 6.55 \leq ev \leq 9.82$$

On prend: $ev = 8 \text{ cm}$.

Epaisseur de palier (ep)

$$ep = \frac{ev}{\cos \alpha} = \frac{8}{0.84} = 9.5$$

On prend : $ep = 10 \text{ cm}$.

Tableau IV-2 : Evaluation des charges et surcharges :

N°	Désignation	Ep (m)	Densité KN/m ²	Poids KN/m ²
1	Revêtement en carrelage horizontale	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de ciment horizontal	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.02	20.00	0.36
4	Revêtement carrelage vertical ep× 22× h/g	0.02	20.00	0.34
5	Mortier de ciment vertical ep× 20 × h/g	0.02	20.00	0.23
6	Poids propre des paillasse ep× 25/cos α	0.02	25.00	2.43
7	Poids propre des marches h/2 ×22	/	22.00	2.03
8	Enduit en platre	/	/	0.20

a/paillasse :

Charge permanente : $G_1 = 6.39 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation : $Q_1 = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

$Q_{u1} = (1.35 G_1 + 1.5 Q_1) 1 \text{ m} = 12.37 \text{ KN/ml}$.

$Q_{ser1} = (G_1 + Q_1) 1 \text{ m} = 8.89 \text{ KN/ml}$.

N°	Désignation	Ep (m)	Densité (kN/m ²)	Poids (kN/m ²)
1	Poids propre du palier ep×25	0.10	25.00	2.5
2	Carrelage	0.02	20.00	0.40
3	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
4	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
5	Enduit en platre	0.02	10	0.20

b/ Palier :

Charge permanente : $G_2 = 3.86 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation : $Q_2 = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

$Q_{u2} = (135 G_2 + 1.5 Q_2) 1 \text{ m} = 8.96 \text{ KN/ml}$.

$Q_{ser2} = (G_2 + Q_2) 1 \text{ m} = 8.89 \text{ KN/ml}$.

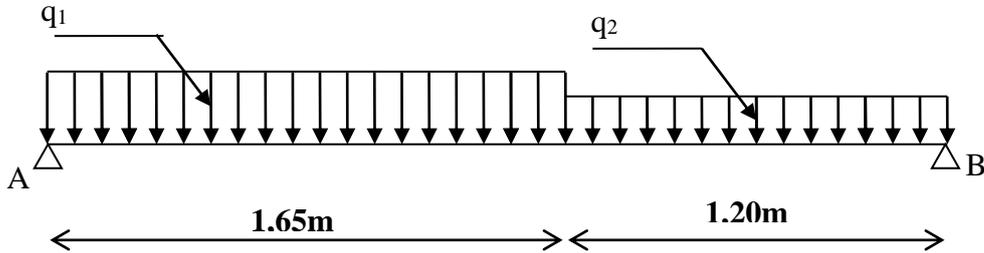


Figure IV.9 : Schéma statique des charges et surcharges (paillasse et palier)

IV.3.3 Calcul du moment maximal en travée à L'ELU :

$$\sum F/y = 0 \rightarrow R_A + R_B = (12.37 \times 1.65) + (8.96 \times 1.2) = 31.6 \text{ KN.}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow -R_A \times 2.85 = \left[(12.37 \times 1.65) \left(\frac{1.65}{2} + 1.20 \right) \right] + (8.96 \times (1.2)^2 / 2) = 0.$$

$$\rightarrow R_A = 16.76 \text{ KN et } R_B = 14.39 \text{ Kn.}$$

Détermination de M_{max} et T_{max}

Distance	Schéma statique	Effort tranchant	Moment fléchissant
$0 \leq x \leq 1.65$		$T(x) = R_A - q_1 \times x$ $T(x) = 0 : x = 1.35 \text{ m}$ $X = 0 : T(0) = R_A$ $= 16.74 \text{ kN}$ $X = 1.65 ; T(1.65) =$ -3.67 kN	$M(x) = R_A \times x -$ $q_1 \frac{x^2}{2}$ $M(x=1.35) = 11.33$ kN.m $M(0) = 0 \text{ kN.m}$ $M(1.65) = 10.78$
$1.65 \leq x \leq 2.85$		$T(x) = R_A - 1.65 q_1 -$ $q_2 (x - 1.65)$ $x = 1.65 ; T(1.65) = -$ 3.67 kN.m $x = 2.85 ; T(2.85) =$ $- 14.42 \text{ kN}$	$M(x)$ $= R_A x - q_1 \times 1.65$ $\times \left(x - \frac{1.65}{2} \right)$ $- q_2 \frac{(x - 1.65)^2}{2}$ $M(1.65) = 10.78$ kN.m $M(2.85) = 0 \text{ kN.m}$

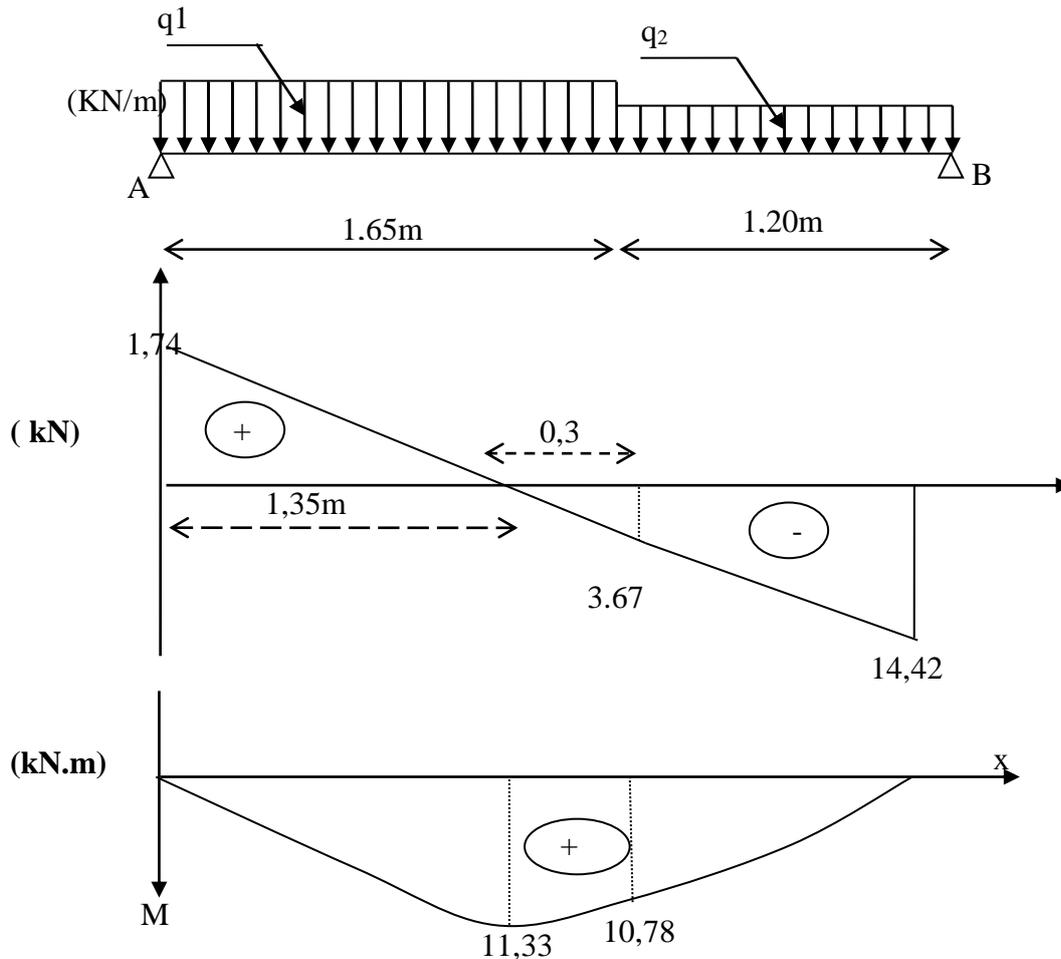


Figure IV.10 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant.

Donc à E.L.S :

$$M_{\max} = 11,33 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 0,85 \times 11,33 = 9,63 \text{ kN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 0,4 \times 11,33 = 4,53 \text{ kN.m}$$

IV.3.4 Calcul moment maximal en travée à L'E.L.S :

$$\sum \frac{F}{y} = 0 \rightarrow R_A + R_B = (8,89 \times 1,65) + (6,36 \times 1,2) = 22,30 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \rightarrow -R_A \times 2,85 = \left[(8,89 \times 1,65) \left(\frac{1,65}{2} + 1,20 \right) \right] + (6,36 \times (1,2)^2 / 2) = 0.$$

$$\rightarrow R_A = 12,03 \text{ KN et } R_B = 10,27 \text{ Kn.}$$

Distance	Schéma statique	Effort tranchant	Moment fléchissant
$0 \leq x \leq 1.65$		$T(x) = R_A - q_1 \times x$ $T(x) = 0 : x = 1.35 \text{ m}$ $x = 0 : T(0) = R_A = 12.03 \text{ kN}$ $x = 1.65 : T(1.65) = -2.64 \text{ kN}$	$M(x) = R_A \times x - q_1 \frac{x^2}{2}$ $M(x=1.35) = 8.14 \text{ kN.m}$ $M(0) = 0 \text{ kN.m}$ $M(1.65) = 7.75 \text{ kN.m}$
$1.65 \leq x \leq 2.85$		$T(x) = R_A - 1.65 q_1 - q_2 (x - 1.65)$ $x = 1.65 : T(1.65) = -3.67 \text{ kN.m}$ $x = 2.85 : T(2.85) = -14.42 \text{ kN}$	$M(x) = R_A x - q_2 \times 1.65 \times \left(x - \frac{1.65}{2}\right) - q_2 \frac{(x - 1.65)^2}{2}$ $M(1.65) = 7.75 \text{ kN.m}$ $M(2.85) = 0 \text{ kN.m}$

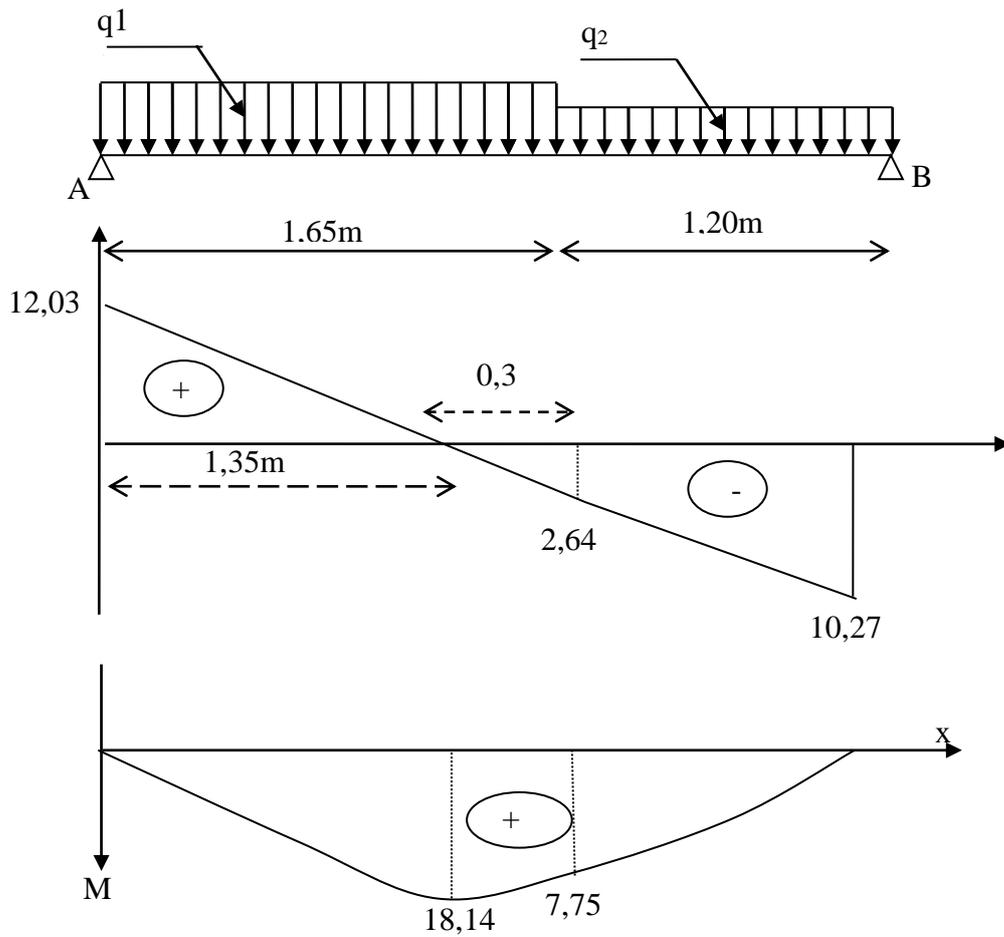


Figure IV.11 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant.

Donc à E.L.S :

$$M_{\max} = 8.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{travée}} = 0.85 \times 8.14 = 6.92 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 0.4 \times 8.14 = 3.25 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

Tableau IV.3 : Ferrailage d'un escalier

Caractéristique	h travée =8 cm h appui =10 cm	b = 100 cm	fe = 400	σ_s = 348 MPa	D travée = 0.9h = 7.2 cm	D appui = 0.9h = 9cm	
/	M(kN.m)	τ	β	Acal (cm ² /ml)	Aadp (cm ² /ml) ²	Ar = Aad/4	Ar adopté
Travée	0.63	0.131	0.9295	4.13	4T12/ml = 4.52 cm ² St = 33 cm	1.13	4T8/ml = 2.01 cm ² St = 33 cm
Appuis	4.53	0.039	0.9805	4.47	4T12/ml = 3.14 cm ² St = 33 cm	0.78	4T8/ml = 2.01 cm ² St = 33 cm

Tableau IV-4 : vérification d'un escalier

Condition	Vérification	
Condition de non fragilité	En travée : $A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d - f_{t28}/Fe =$ 0.87 cm ²	A = 4.52 cm ² A > A _{min}Vérifié
Justification vis-à-vis de l'effort tranchant	$\tau = \frac{T}{bd} = \frac{16.74}{100 \times 7.2} \times 10$ = 0.23 MPa $\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5 MPa)$ = 3.25 MPa	$\tau < \bar{\tau}_u$Vérifié
Justification au niveau des appuis	$A \geq \frac{1.15}{f_e} (V_u + \frac{M_a}{0.9d})$ $A \geq \frac{1.15}{400 \times 100} (16.74 \times 10^3 + \frac{4.53 \times 10^5}{0.9 \times 9})$	A = 3.14 cm ² A > 2.089 cm ²Vérifié

IV.3.5 Vérification des contraintes à L'E.L.S :

a/ En travée :

$M_{ser} = 6.95 \text{ kN.m} ; A_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Position de l'axe neutre:

$$I = \frac{by^2}{2} - 15 A_s(d - y)^2 = \frac{100(2.52)^2}{3} + 15 \times 4.52(7.2 - 2.52)^2 = 2018.41 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{6.92 \times 10^3}{2018.41} \times 2.52 = 8.64 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 8.64 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

b/ sur appui:

$M_{ser} = 3.25 \text{ kN.m} ; A_s = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{by^2}{2} - 15 A_s(d - y)^2 = 0 \rightarrow 50 y^2 + 47.1 y - 423.9 = 0 \rightarrow y = 2.40 \text{ cm}$$

Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} - 15 A_s(d - y)^2 = \frac{100(2.48)^2}{3} + 15 \times 3.14 (9.2 - 2.48)^2 = 2510.67 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{3.25 \times 10^3}{2510.67} \times 2.48 = 3.21 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 3.21 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Vérification de la flèche :

Tableau IV-5 : Vérification de la flèche

Condition	Vérification	
$Ht / l \geq 1/30$	$10/120 = 0.083 > 0.033$	Condition vérifiée
$A_s/bd \leq 2/f_e$	$0.0035 < 0.005$	Condition vérifiée

Disposition du ferrailage :

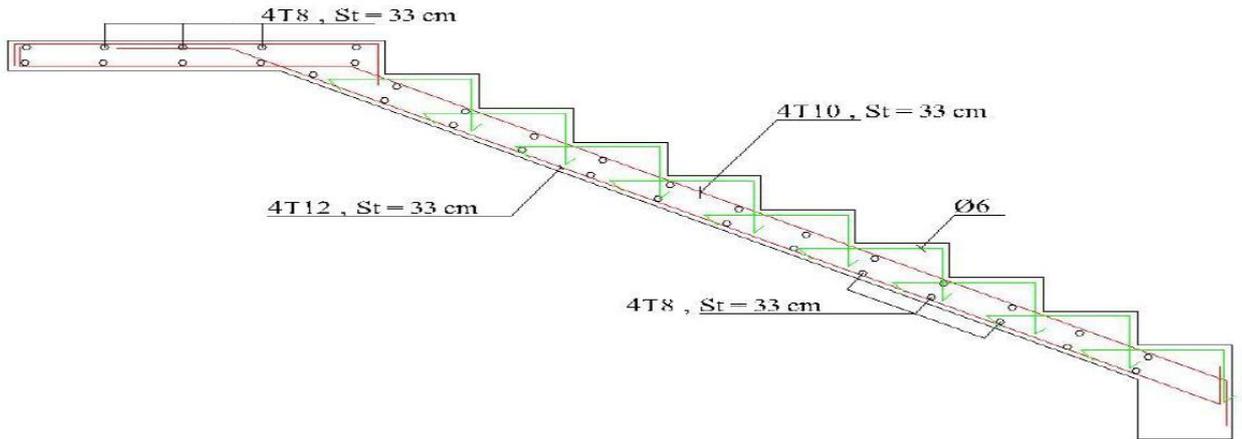


Figure IV.12 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

2^{ème} cas : étude d'un escalier console

La marche :

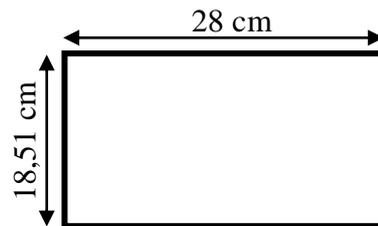
La section de calcul :



$$h_{eq} = \frac{a_1 + a_2}{2} = \left(\frac{h + a_2}{2} \right) + a_2 = \frac{h + 2a_2}{2} = \frac{h}{2} + a_2$$

$$h_{eq} = \frac{h}{2} + \frac{e \text{ paillasse}}{\cos \alpha} = \frac{18}{2} + \frac{8}{0.841} = 18.51 \text{ cm}$$

$$(\tan \alpha = \frac{18}{28} = 0.64) \rightarrow (\alpha = 32.73^\circ \text{ et } \cos \alpha = 0.841)$$



La section de calcul est ($g \times h_{eq}$)

Evaluation des charges et surcharge (la marche) :

Revêtement en carrelage 0.40.
 Mortier de pose 0.40
 Sable fin pour mortier 0.36
 Le poids de (la marche + la paillasse) 3.42.
 $G = 4.58 \text{ KN/m}$; $Q \text{ marche} = 1.5 \text{ kN/m}$

A L'E.L.U :

Pour une marche de 28 cm de largeur :

P_u : poids de garde + corps = 0.10 KN/m^2 .

$$P_u = 1.35 \times 0.10 = 0.135 \text{ kN/m}^2.$$

$$P_u = 0.135 \times 0.28 = 0.038 \text{ kN/m}.$$

$$G = 4.58 \times 0.28 = 1.28 \text{ kN/m}.$$

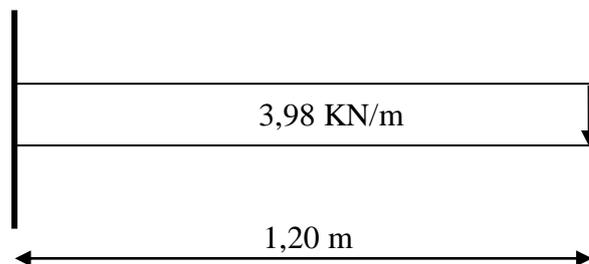
$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 3.98 \text{ kN/m}.$$

A L'E.L.S :

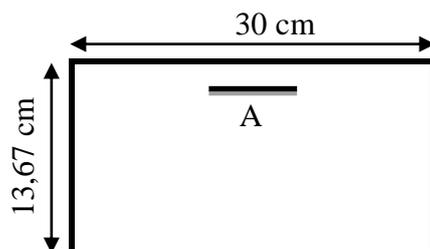
$$P_s = 0.028 \text{ kN}.$$

$$q_s = G + Q = 2.78 \text{ kN/m}.$$

Le moment de flexion :



$$M_{max} = \frac{-q_n l^2}{2} - p_n l = -\frac{3.98 \times (1.2)^2}{2} - 0.038 \times 1.2 = -2.91 \text{ Kn. m}.$$



Le ferrailage :

$$\tau = \frac{M_{max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{2.91 \times 10^3}{28 \times (16.66)^2 \times 14.17} = 0.0264 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{marche} = \frac{M_{max}}{\beta \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{2.91 \times 10^3}{0.987 \times (16.66)^2 \times 348} = 0.51 \text{ cm}^2/\text{marche}$$

On adopte 2T10 (soit 1.57 cm²/marche).

La vérification des contraintes à L'E.L.S :

$$M_{max} = \frac{-q_s l^2}{2} - p_s l = -\frac{2.78 \times (1.2)^2}{2} - 0.028 \times 1.2 = -2.03 \text{ Kn.m.}$$

$$M_{ser} = 0.75 M_{tmax} = 1.72 \text{ KN.m}$$

A = 1.57 cm²/l.

a/ Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} - 15 A_s(d - y) = 14 y^2 + 23.55 y - 392.34 = 0 \rightarrow y = 4.52 \text{ cm}$$

b/ Détermination du moment d'inertie:

$$I = \frac{by^3}{3} - \eta A_s(d - y)^2 = 4332.68 \text{ cm}^4$$

c/ Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1.72 \times 10^3}{4332.68} \times 4.52 = 1.79 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 1.79 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Vérification de la flèche :

$F_1 = \frac{Ql^4}{8EI}$; Flèche due à la charge répartie.

a/ Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left[(b \times h) \frac{h}{2} \right] + (\eta \times A_s \times d)}{(b \times h) + (\eta \times A_s)}$$

$$= \frac{\left[(22 \times 18.52) \times \frac{18.52}{2} \right] + [15 \times 1.57 \times 16.66]}{(28 \times 18.52) + (15 \times 1.57)} = 9.58 \text{ cm}$$

$$Y = Y_G = 9.58 \text{ cm}$$

b/ Calcul des moments d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta A_s(d - y_1)^2$$

$$I = \frac{28(9.58)^2}{3} + [(15 \times 1.57) \times (16.66 - 9.58)^2] = 9386.5 \text{ cm}^4$$

c/ Calcul de la flèche :

$$F = \frac{QL^4}{8EI} = \frac{3.98 \times 10^2}{8 \times 32164.2 \times 10^{-5} \times 9386.5} = 3.42 \times 10^{-4} \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{300} = \frac{120}{300} = 0.4 \text{ cm Condition vérifiée}$$

Disposition du ferrailage :

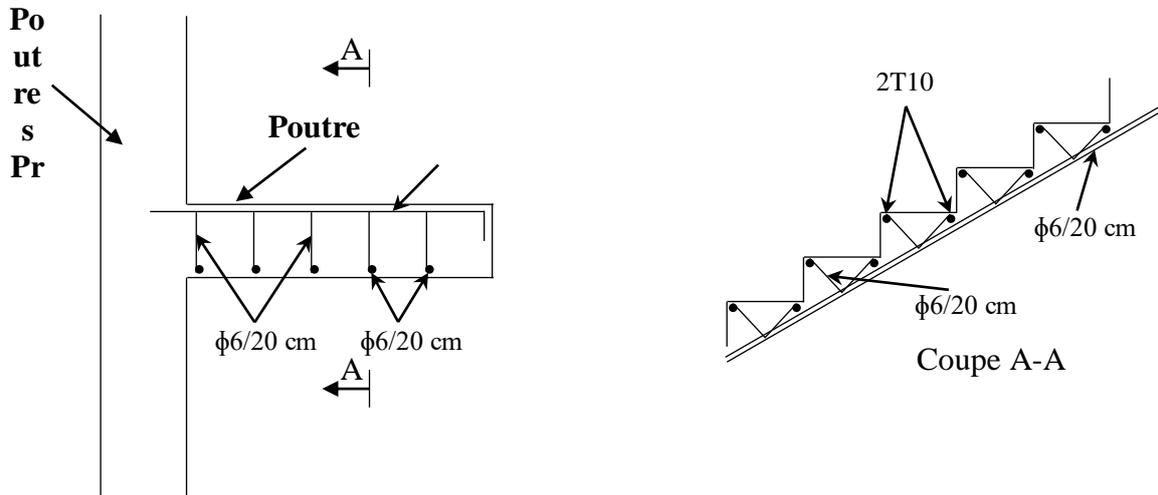


Figure IV.13 : Ferrailage des marches

Etude de la poutre brisée :

Dimensionnement :

Selon le B.A.E.L 91/99, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{405}{15} \leq h \leq \frac{405}{10} \rightarrow 27 \leq h \leq 40.5$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$ donc $d = 0.9 h = 36 \text{ cm}$.

$$3.9 d \leq b \leq 0.4 d \rightarrow 10.80 \text{ cm} \leq b \leq 14.4 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions du R.P.A 99/2003

$h = 40 > 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée

$b = 30 > 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée

$\frac{h}{b} = 1.33 > 1$ Condition vérifiée

Charges supportées par la poutre :

Poutre droite I :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$.

Réaction du palier : $R_{bg} = 20.95 \text{ KN/ml}$

a/ La charge totale :

$$Q_u = (1.35 \times 3) + 20.95 + (1.5 \times 2.5) = 28.75 \text{ kN.ml.}$$

$$Q_{ser} = 3 + 2.5 + 20.95 = 26.45 \text{ KN/ml.}$$

Partie inclinée :

$$\text{Poids propre de la poutre : } G_p = \frac{0.3 \times 0.4 \times 25}{\cos 32.73} = 3.57 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Réaction du palier : } R_m = Q \times L = 3.98 \times 1.2 = 4.77 \text{ KN/ml}$$

a/ La charge totale :

$$Q_u = (1.35 \times 8.34) + (1.5 \times 2.5) = 15 \text{ KN.ml.}$$

$$Q_{ser} = 8.34 + 2.5 = 10.48 \text{ kN/ml.}$$

Calcul des sollicitations à L'E.L.U :

$$T_{\max} = 46.87 \text{ kN.}$$

$$M_{\max} = 40.65 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 M = 34.55 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.4 M = 16.26 \text{ kN.m}$$

Calcul des ferrillages à L'E.L.U :

$$\text{On a : } b = 30 \text{ ; } h = 40 \text{ cm ; } d = 0.9 h = 36 \text{ cm}$$

Entravée:

$$M_t = 34.55 \text{ kN.m}$$

$$\tau = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{34.55 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 14.17} = 0.0627 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0.968$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{34.55 \times 10^3}{0.968 \times 36 \times 348} = 2.85 \text{ cm}^2$$

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

On prend 3T14 soit $A_s = 4.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Sur appui :

$$M_a = 16.26 \text{ kN.m}$$

$$\tau = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16.26 \times 10^3}{30 \times (36)^2 \times 14.17} = 0.0295 < 0.392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0.9855$$

$$A_s = \frac{M_a}{b \times d \times \sigma_{bc}} = \frac{16.26 \times 10^3}{0.9855 \times 36 \times 348} = 1.32$$

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

On prend 3T12 soit $A_s = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Ferraillage de la torsion :

$$e = b/6 = 30/6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875.$$

$$M_{tor} = M_a \text{ (escalier)} = 8.28 \text{ kN.m}$$

$$\tau = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120.$$

$$A_{tor} = \frac{\tau \times M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = 120 \times 8.28 \times \frac{10^3}{2} \times 875 \times 348 = 1.63 \text{ cm}^2$$

On adopte 3T12 soit $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$.

Vérification E.L.S :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2$$

En travée : $4.62 > 1.30 \text{ cm}^2$

En appui : $3.39 > 1.30 \text{ cm}^2$

Vérification de la contrainte de compression du béton :

$$T_{max} = 40.68 \text{ Kn.}$$

$$M_{max} = 33.23 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 28.24 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0.4 M_0 = 13.29 \text{ kN.m}$$

En travée

Position de l'axe neutre :

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2 ; d = 36 \text{ cm}$$

$$\frac{by^2}{2} - 15 A_s(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 50.85 y - 1830.6 = 0 \rightarrow y = 9.48 \text{ cm}$$

b/ Détermination du moment d'inerte:

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = 44283.04 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{28.24 \times 10^3}{44283.04} \times 9.48 = 6.04 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 6.04 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{40.68 \times 10^3}{0.36 \times 0.30} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Il y'a pas risque de cisaillement.

Armature transversale A_t :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = \min(11.42; 30; 12)$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Espacement S_t :

$$S_t \leq \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) = \min(32.4; 40 \text{ cm})$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003)

Zone modale $S_t \leq \min(15 \text{ cm}; 10 \phi_l) \rightarrow$ on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

Courante $S_t \leq 15 \phi_l \rightarrow$ on prend $S_t = 10 \text{ cm}$

Ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0.6 \psi^2 - f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit L_s :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm}$$

On prévoit une courbe égale à $r = 5.5 \phi = 6.6 \text{ cm}$

$$L_2 = \alpha - \left(c + \frac{\phi}{2} + r\right) = 36 - (3 + 0.6 + 6.6) = 25.8 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2.19r - L_2}{1.87} = \frac{42.32 - (2.19 \times 6.6) - 25.8}{1.87} = 1.1 \text{ cm}$$

Calcul de la flèche :

Si les trois conditions sont vérifiées, il est inutile de vérifier la flèche.

Tableau IV-6 : calcul de la flèche

Vérification	Condition	
$0.0987 > 0.0625$	$h_t / h \geq 1/16$	Condition vérifiée
$0.0987 \geq 28.24/10 \times 33.23 = 0.085$	$h_t/l \geq M_{ser}/10M_{ser}$	Condition vérifiée
$3.39/30 \times 36 = 0.0031 < 0.01$	$A / b .d < 2/f_e$	Condition vérifiée

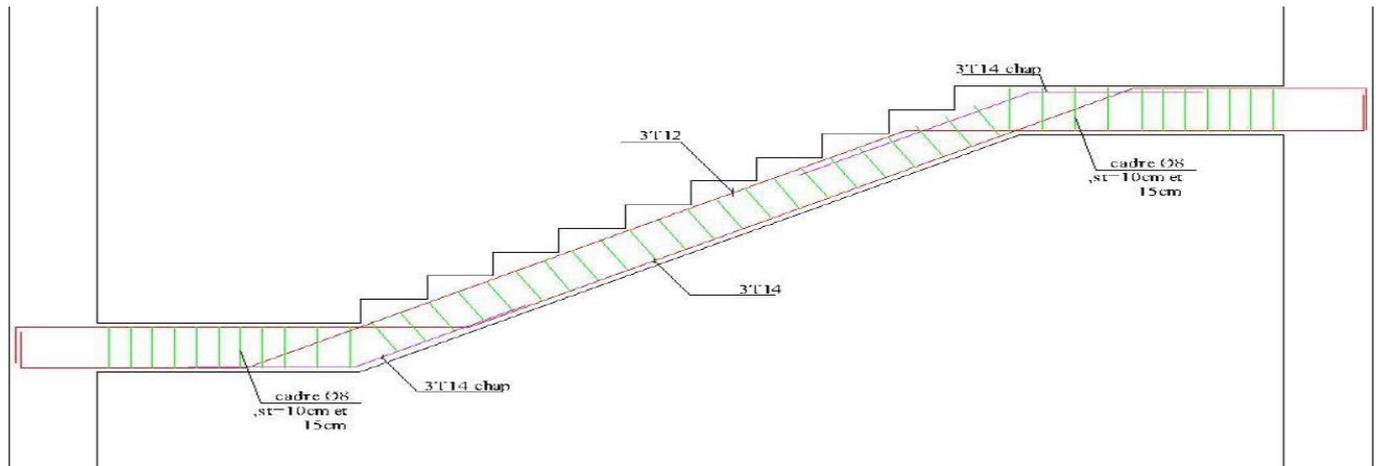


Figure IV.14 : Schéma de ferrailage poutre brisée

IV.4.Ascenseur:

IV.4.1.Introduction:

Un ascenseur est un appareil mécanique conçu pour le but d'assurer une circulation verticale plus aisée que l'utilisation des escaliers, il est exigé pour les bâtis ayant une hauteur au-delà de cinq étages.

Son implantation est généralement faite coté-a-côté avec les escaliers en une seule entité ce qui rend le dégagement vers les différents niveaux plus praticable.

L'ascenseur est constitué de deux entités distinctes ; la première sert à une cabine métallique qui se déplace suivant des glissières verticales sur le long de l'immeuble ; dans laquelle les personnes et les charges sont déplacées, la deuxième entité est un contre poids ayant le rôle de compenser le poids de la cabine et cela pour qu'un système mécanique (électrique ou vérin hydraulique) ne fournisse que l'effort nécessaire pour lever les surcharges.

Etude de l'ascenseur:

On a opté pour l'utilisation d'un ascenseur de taille moyenne de dimensions suivantes:

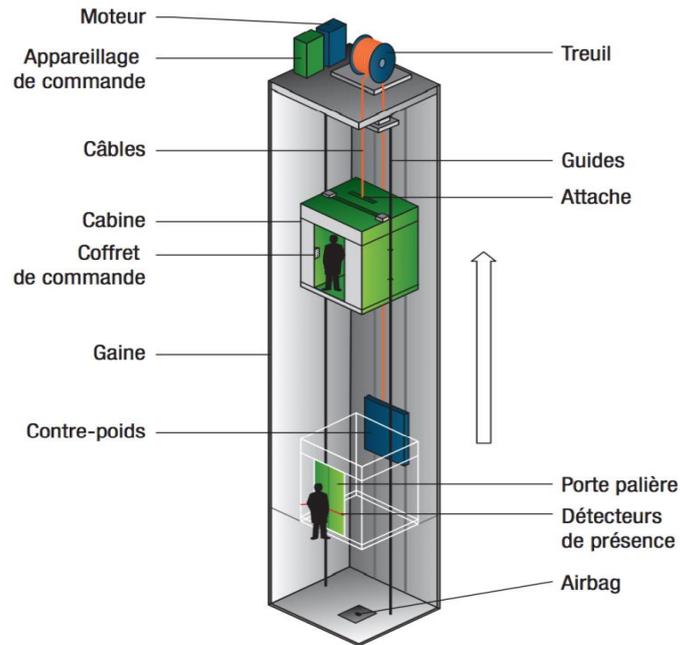


Figure : IV.15 : Vue en plan de l'ascenseur

L'ascenseur moderne est composé de 03 constituants essentiels :

- ✓ Le treuil de levage et sa poulie
- ✓ La cabine ou la benne
- ✓ Le contre poids

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie le treuil soit :

P_m « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.

Q : surcharges dans la cabine

P_p : le poids de contre poids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de la charge nominale est de 675 Kg pour 9 personnes

D'après la norme (NFP82-201) avec une surface de la cabine 2.56m*2

Ses dimensions selon (NFP82-22) :

Une largeur de : 1,6 m

Une profondeur de: 1,6 m

Une hauteur de cabine de : 2,2 m

La charge nominale est de 6,3 kN

La vitesse minimale 1m/s

Une largeur libre de passage de : 0,8m

Une hauteur libre de passage de : 2,00m

Une hauteur de course de : 25.33 m

Une surface latérale $S= 10.56m^2$

Epaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur : $h_0=15cm$

Soit S la surface des parois

Le poids mort :

Le poids mort total est : $P_m = \sum_{i=1}^{i=8} M_i = 1311.504kg$

Le contrepoids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1649.004kg$

Calcul de la charge de rupture :

Selon le (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10. On prend Pour notre cas $C_s=12$.à titre créance.

Le rapport $\frac{D}{d}$; (D : diamètre de poulie et d : diamètre du câble) est au moins de 40 qu'elle

que soit le nombre des tirons, Prenons $\frac{D}{d} = 45$ et $D = 550mm \Rightarrow d = 12,22 mm$

On a : $C_r = C_s \cdot M$ _____ (1)

Avec :

C_s : coefficient de sécurité du câble.

C_r : quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble.

M : charge statiquenominaleportéepar la nappe.

$M=Q +P_m + M_g$ _____ (2)

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q +P_m)$ ($M_g \ll Q +P_m$) $\Rightarrow M=Q+P$

on aura donc : $C_r =C_s \times M = C_s \cdot (Q+P)= 23838.048 kg$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être devisée par le coefficient de câblage « 0,85 » :

$\Rightarrow C_r = \frac{23838.048}{0,85} = 28044.76kg$

La charge de rupture pour « n » câble est donc : $C_r =C_r(n \text{ câble}) \times m \times n$

Avec :

m : type de moulage (assemblage de poulies)..... (2 brins, 3brins,.....)

n : nombre des câbles

Pour un câble de d=12,22mm et m=2 on a : Cr (n câble)=8152kg

$$n = \frac{Cr}{Cr(ncable) \times m} = \frac{28044.76}{16304} = 1.72 \text{ Soit } n=2 \text{ câbles.}$$

Le poids des câbles (Mg) :

$$Mg = m \times n \times l$$

m : La masse linéaire du câble : m = 0,515 kg /m

L : Longueur du câble L =25.84m

n : nombre des câbles n =2 .

$$Mg = 26.61 \text{ kg}$$

$$(2) \Rightarrow M = Q + P_m + Mg = 675 + 1311.504 + 26.61 = 2013.114 \text{ kg}$$

Vérifications de Cr :

$$Cr = C_s \times M \Rightarrow C_s = \frac{Cr}{M} \Rightarrow 13.9 > 12 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Calcul de la charger permanente total G :

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + Mg$$

P_m : poids mort totale

P (treuil) : Le poids de (treuil +le moteur) : P treuil =1200kg

P_p : le contrepoids

Mg : le poids des câbles

$$\text{Charge permanente totale : } G = 1311.504 + 1649.004 + 1200 + 26.61 = 4187.118 \text{ kg}$$

surcharges : Q=675kg.

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 6665.109 \text{ kg.}$$

Vérification de dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliqué par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4cotes).

La charge totale ultime : q_u = 6665.109kg

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

soit : q₀ la charge appliqué sur chaque appui , alors:

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6665.109}{4} = 1666.277 \text{ kg}$$

Selon le BAEL 91 : la condition de non poinçonnement à vérifier est définie tel que :

$$q_0 \leq 0,045 \cdot \mu_c \cdot h_0 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuilletmoyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de (10x10) cm²

$$\mu_c = 2(U + V) ; h_0 = 15\text{cm}$$

$$U = a + h_0 = (10 + 15) = 25\text{cm}$$

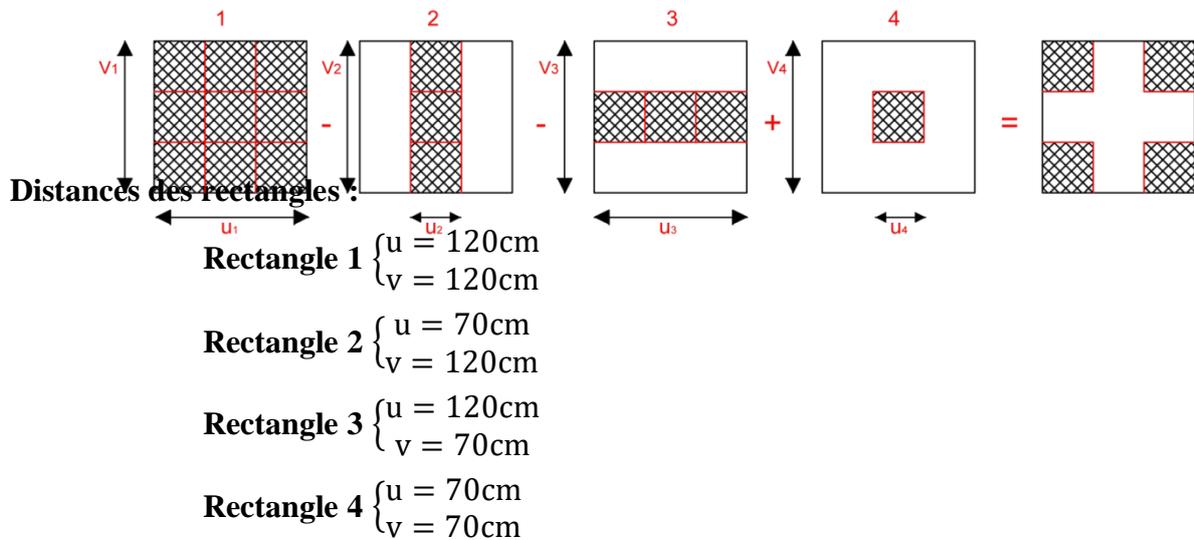
$$v = a + h_0 = (10 + 15) = 25\text{cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100\text{cm}$$

$$\Rightarrow 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1666,277\text{kg} \dots\dots\dots \text{(condition vérifiée)}$$

Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement

Evaluation des moments dus aux charges concentrées :



Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

Avec ν : coefficient de Poisson.

À l'E. L. U ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \end{cases}$$

$$P = P'.S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25x25) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \cdot v} = \frac{1666.277}{0,25 \times 0,25} = 26660.432 \text{kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3 ,4 sont résumés dans le Tableau ci-dessus : Lx=2,20m ; Ly=2,20m

Tableau IV.7 : les résultats des moments isostatiques des rectangles (ELU)

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface S (m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0.54	0.54	0.09	0.090	1.44	38391.02	3455.19	3455.19
2	0.31	0.54	0.115	0.098	0.84	22394.76	2575.39	2194.68
3	0.54	0.31	0.098	0.115	0.84	22394.76	2194.68	2575.39
4	0.31	0.31	0.129	0.129	0.49	13063.61	1685.20	1685.20

Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 370.32 \text{kg. m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 370.32 \text{kg. m} \dots \dots \dots \text{(Condition vérifiée)}$$

Moments dus aux charges réparties (poids propre de la dalle):

$$L_x, L_y = 2,20 \text{ m}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Poids propre : } G = 0.15 \times 2500 = 375 \text{kg/m}$$

$$\text{Charges d'exploitation : } Q = 100 \text{kg/m}$$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656.25 \text{kg/m}$$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1.00 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

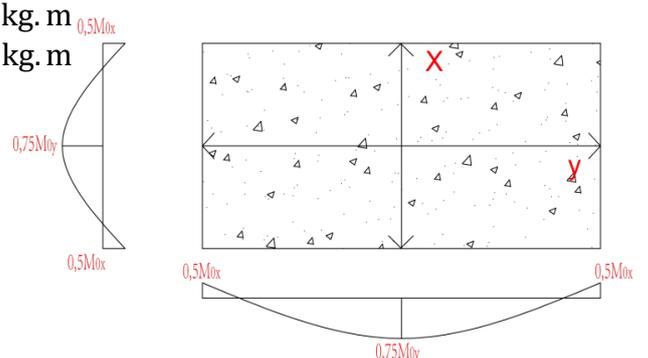
$$\alpha = 1.00 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 116.89 \text{kg. m} \\ M_{y2} = 116.89 \text{kg. m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 487.21 \text{kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 487.21 \text{kg. m}$$

Moments retenus :



En travée:

$$M_{tx} = 0,75. M_{0x} = 365.40 \text{kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75. M_{0y} = 365.40 \text{kg. m}$$

Sur appuis:

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5. M_{0x} = 243.60 \text{kg. m}$$

Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

Largeur de la poutre: $b = 100 \text{cm}$

Hauteur de la section : $h = 15 \text{cm}$

Hauteur utile des aciers tendus: $d = 0,9h = 13.5 \text{cm}$

Contrainte des aciers utilisés: $f_e = 400 \text{Mpa}$, $\delta_s = 348 \text{Mpa}$

Contrainte du béton à 28jours : $f_{c28} = 25 \text{Mpa}$, $f_{bc} = 14,17 \text{Mpa}$

Contrainte limite de traction du béton: $f_{t28} = 2,1 \text{Mpa}$

Fissuration peu préjudiciable

En travée :

Sens I_x :

Le moment ultime : $M_{tx} = 3654.00 \text{N. m}$

$$\text{Le moment réduit } \mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{3654.00}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,17} = 0,0141 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\Delta} = 0$$

$$\mu = 0,0141 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,993$$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{3654.00}{0,993 \times 13,5 \times 348} = 0,783 \text{cm}^2/\text{ml} \approx 0.8 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Sur appui:

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5. M_{0x} = 2436.00 \text{N. m}$$

Le moment réduit

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot \delta_{bc}} = \frac{2436.00}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,17} = 0,00943 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \dot{\Delta} = 0$$

$$\mu = 0,00943 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,9952$$

La section d'acier (A_{s_x}):

$$A_{s_x} = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \delta_s} = \frac{2436.00}{4675.449} = 0,521 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section minimale des armatures:

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$)

On peut appliquer la formule suivante:

Sens L_y :

$$A_{y_{\min}} = 8 \cdot h_0 = 8 \cdot 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{t_y} = 0,8/\text{ml} < A_{y_{\min}} = 1,2 \rightarrow A_{t_y} = A_{y_{\min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_y} = 0,52/\text{ml} < A_{y_{\min}} = 1,2 \rightarrow A_{a_y} = A_{y_{\min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

On prend :

$$\begin{cases} A_{t_y} = A_{y_{\min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{a_y} = A_{y_{\min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Sens L_x :

$$A_{x_{\min}} = A_{y_{\min}} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 1}{2} \right) = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{t_x} = 0,8 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{\min}} = 1,2 \rightarrow A_{t_x} = A_{x_{\min}} = 1,2/\text{ml} \\ A_{a_x} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{x_{\min}} = 1,2 \rightarrow A_{a_x} = A_{x_{\min}} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

Choix des aciers:

Le diamètre : $h_0 = 15 \text{ cm} = 150 \text{ mm}$

On a : $\emptyset \leq \frac{h_0}{10} \Leftrightarrow \emptyset \leq 15 \text{ mm}$.

En travée:

Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{t_x} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x \leq \min(3 h_0, 33 \text{ cm}) \\ St_x \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ p.m} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{t_y} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y \leq \min(4 h_0, 45 \text{ cm}) \\ St_y \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T12 \text{ p.m} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_x = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux):

$$\begin{cases} A_{a_x} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 5T10 \text{ p.m} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ St_y = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

Nécessité de disposer des armatures transversales :

On note toutefois les critères suivants :

La dalle est bétonnée sans reprise

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : $\tau_u = \frac{V_{utot}}{b.d}$; $e\bar{\tau} = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0,13 f_{c28}; 5\text{Mpa})$

$$V_{utot} = \{V_x + V_y \text{ Sens } L_x$$

$$V_{utot} = \{V_y + V_x \text{ Sens } L_y$$

On calcul V_x et V_y :(efforts tranchants dus aux charges reparties):

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = q_u \frac{L_y}{3} \end{cases} ; V_x > V_y$$

La charge ultime de la dalle :

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6562.5 \text{ N/m}$$

$$V_x = 6562.5 \times \frac{2.2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 4812.50 \text{ N}$$

$$V_y = 6562.5 \times \frac{2.2}{3} = 4812.50 \text{ N} = 4.81 \text{ KN} = V_x$$

On calcule V_v et V_u (efforts tranchants dus aux charges localisées):

$$V_v = \frac{P_u}{2u + v} = \frac{1666.277}{2 \times 0.25 + 0.25} = 22,21 \text{ KN}$$

$$(V_v = \frac{P_u}{3 \cdot u} \leq V_u) \Leftrightarrow \frac{1666.277}{3 \times 0.25} = 22,21 \text{ KN}$$

$$(u = v = 25 \text{ cm}) \Rightarrow V_u = V_v = 22,21 \text{ KN}$$

L'effort total V_{tot} :

$$\text{Sens } L_x : V_{tot} = V_x + V_y = 4,81 + 22,21 = 27,02 \text{ KN}$$

$$\text{Sens } L_y : V_{tot} = V_x + V_y = 4,81 + 22,21 = 27,02 \text{ KN}$$

D'où : $V_{tot} = \max(V_{totx}, V_{toty}) = 27.02 \text{ kn}$

Donc : $\tau_u = \frac{V_{utot}}{b.d} = 0.2001 \text{ MPa}$

$$h_0 = 15 \text{ cm} \tau_u < \bar{\tau}_u = \frac{10.h_0}{3} \times \min(0,13 f_{c28}; 5\text{MPa}) = 1.625$$

Avec : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ (condition vérifiée)

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Les vérifications à L'ELS :

Calcul des sollicitations a L'ELS :

$$M_{O_x} = (M_1 + \nu M_2)P'_{ser}$$

$$M_{O_y} = (M_2 + \nu M_1)P'_{ser}$$

Avec ν : coefficient de Poisson.

À L'ELS ($\nu = 0.2$)

$$P'_{ser} = q_{ser} \cdot S' = (P_{aser}/U.V).S'$$

$$Q_{ser} = P_{aser}/U.V ; P_{aser}=(G+Q).1/4$$

$$P_{aser}=1215.52 \text{ Kg}$$

$$\text{Donc : } Q_{ser}=19448.32 \text{ kg/m}^2$$

$$P'_{ser}=19448.32 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles 1,2,3 ,4 sont résumés dans le Tableau ci-dessus :

Tableau IV.8 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles (ELS)

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{\nu}{L_y}$	M ₁	M ₂	Surface S (m ²)	P=P'.S (Kg)	M _x (kg.m)	M _y (kg.m)
1	0.54	0.54	0.09	0.090	1.44	28005.58	2520.5	2520.5
2	0.31	0.54	0.115	0.098	0.84	16336.59	1878.70	1600.98
3	0.54	0.31	0.098	0.115	0.84	16336.59	1600.98	1878.70
4	0.31	0.31	0.129	0.129	0.49	9529.67	1229.32	1229.32

Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 270.14 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 270.14 \text{ kg.m} \dots \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

Moments dus aux charges réparties (ELS):

$$\text{Poids propre : } G = 375 \text{ kg/m}$$

$$\text{Charges d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Charge service : } q_{ser} = 475 \text{ kg/m}^2$$

Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1.00 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\alpha = 1.00(\text{ELS}) \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 101,38 \text{kg.m} \\ M_{y2} = 101,38 \text{kg.m} \end{cases}$$

Les moments appliqués au centre de rectangle d'impact ont donc :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 371,52 \text{kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 371,52 \text{kg.m}$$

Moments retenus :

$$\text{En travée: } M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 278,64 \text{kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 278,64 \text{kg.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_{ax} = M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0x} = 185,76 \text{kg.m}$$

Vérification des contraintes dans le béton

Sens l_x

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 2786,4 \text{N.m} , \quad A_t = 0,66 \text{cm}^2/\text{ml} ; \Rightarrow A' = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + nA_s(y - d) = 0 \Rightarrow 0n \text{ à } \hat{A}_s = 0 ; \text{ et } n = 15$$

$$D'où 50y^2 - 15 \times 0,66(13,5 - y) = 0$$

$$\text{Donc : } y = 1,53 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = by^3/3 + 15 A_s(d - y)^2 \Rightarrow I = 1537,86 \text{ cm}^4$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$: $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{MPa}$

$$\text{Alors : } \delta_{bc} = 2,82 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'E.L.U ,ca nous convient.

$$\text{Sur appuis : } M_{app} = 185,76 \text{kg.m} ; \quad A_s = 0,46 \text{cm}^2/\text{ml} , \hat{A} = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = 1,29 \text{cm}$$

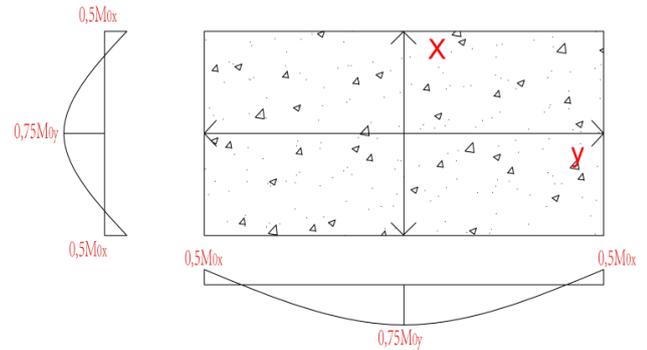
Moment d'inertie (I):

$$I = 1100,23 \text{cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = K \cdot y = (M_{ser}/I) \cdot y$$

$$\delta_{bc} = 1,308 \text{Mpa}$$



La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors : $\delta_{bc} = 1.308 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U, ça nous convient.

Suivant L_y :

En travée :

$$M_{t_y} = 278.64 \text{ kg.m}; \quad A_t = 0.66 \text{ cm}^2 / \text{ml}; \quad \hat{A} = 0$$

Position de l'axe neutre (y) :

$$Y = by^2/2 + n\hat{A}_s(y - d) - nA_s(y - d) = 0$$

On à $\hat{A}_s = 0$; et $n = 15$

Donc : $y = 1.53 \text{ cm}$

Calcul du moment d'inertie:

$$I = 1537.86 \text{ cm}^4$$

La contrainte dans le béton σ_{bc} :

$$\delta_{bc} = K.y = (M_{ser}/I).y = 1.184 \text{ MPA}$$

La contrainte admissible du béton $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\overline{\delta}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Alors : $\delta_{bc} = 1.184 \text{ Mpa} < \overline{\delta}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ vérifiée

Donc les armatures calculées à l'E.L.U sont convenables.

Disposition du ferrailage :

Arrêt des barres :

C'est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage totale

Fe400 ; $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$ donc : $L_s = 40\phi = 40.1 = 40 \text{ cm}$

Cas des charges uniformes

Arrêt des armatures en travées et des chapeaux par moitié les aciers traversant le contour et ancrés au de la de celui-ci

Arrêt des barres sur appuis :

$$L1 = \max(L_s ; 1/4(0.3 + M_a/M_{0x})L_x) = \max(40 ; 44) \text{ cm}$$

$$L1 = 44 \text{ cm}$$

$$L2 = \max(L_s ; L1/2) = \max(40 ; 22) \text{ cm}$$

$$L2 = 40 \text{ cm}$$

Arrêt des barres entravée dans les deux sens

Les aciers armant a la flexion la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis a raison d'un sur 02 dans le cas contraire les autres armatures sont arrêtées a une distance des appuis inférieurs au $L_x/10$ de la portée

$$\frac{L_x}{10} = 22 \text{ cm}$$

Armatures finales :

Suivant L_x : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10 /ml avec $S_t = 25\text{cm}$

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10 /ml avec $S_t = 25\text{cm}$

Suivant L_y : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10 /ml avec $S_t = 25\text{cm}$

$A_a = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4T10 /ml avec $S_t = 25\text{cm}$

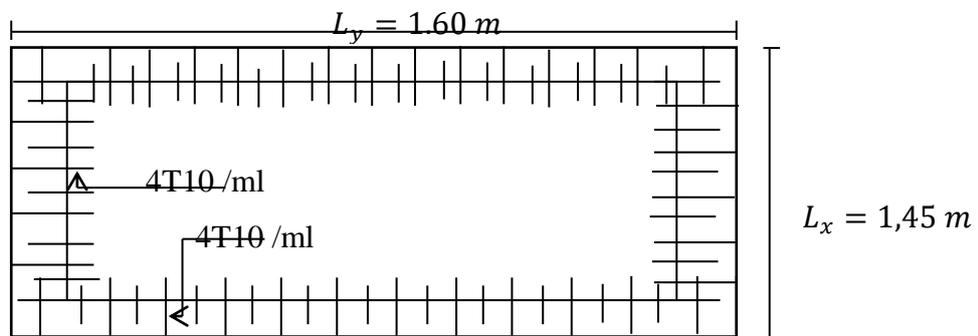


Figure IV.16 : Ferrailage supérieur de la dalle de l'ascenseur

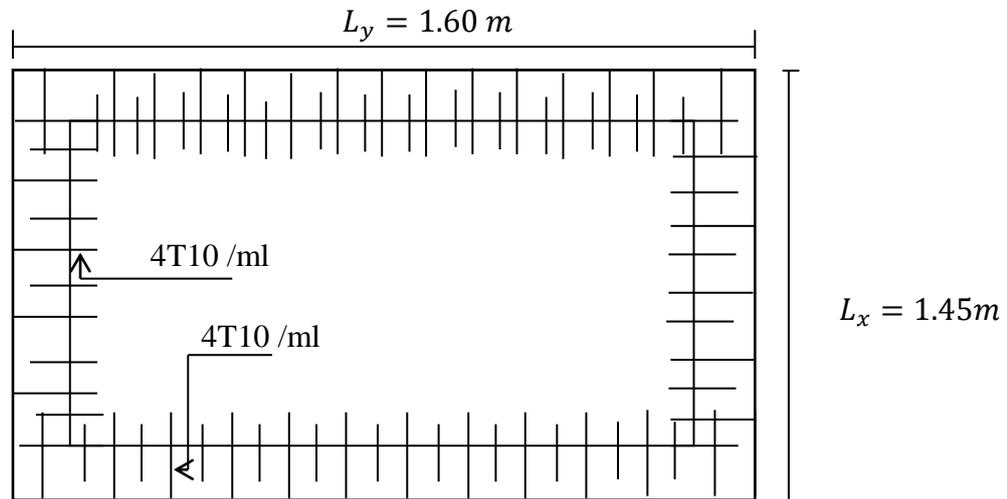


Figure IV.17 : Ferrailage inférieur de la dalle de l'ascenseur

Chapitre V

Etude Sismique

V.1 Généralités sur les séismes :

Les séismes sont parmi les catastrophes naturelles les plus fréquentes et les plus dévastatrices de la planète. Ces phénomènes engendrent, en effet, de graves dégâts matériels et humains. Cependant, les séismes, contrairement aux autres catastrophes naturelles tuent surtout du fait de l'effondrement des structures et autres chutes d'objets.

V.2 Calcul sismique :

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse :

- **Analyses statique équivalent :**

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

- **Analyses modales spectral :**

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maximums des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.3 Modélisation :

La modélisation est la détermination d'un modèle, tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur de tous les éléments d'une structure, qui est par la suite une phase essentielle pour l'étude de la réponse au séisme.

Le choix du modèle représente une phase très importante de l'étude : plus il se rapproche de la réalité, plus l'étude ne sera précise. C'est également une phase délicate : un mauvais modèle peut s'écarter totalement de la réalité, ou encore l'incohérence des hypothèses peut apporter un degré de précision illusoire

La modélisation doit rendre compte du comportement mécanique réel du bâtiment : il ne s'agit pas toujours de recopier simplement le plan du bâtiment, il faut surtout prendre en compte le comportement des éléments d'ossature pour les utiliser de la meilleure manière.

Modélisation des structures :

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un logiciel de calcul dynamique.

V.4 Méthode du calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « ETABS2013» qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Resapons Spectrum Fonction; Time Historie Fonction...) Pour notre cas, on a choisie « Responsif Spectrum Fonction» qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes: - Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître). Seul les déplacements horizontaux sont pris en compte.- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

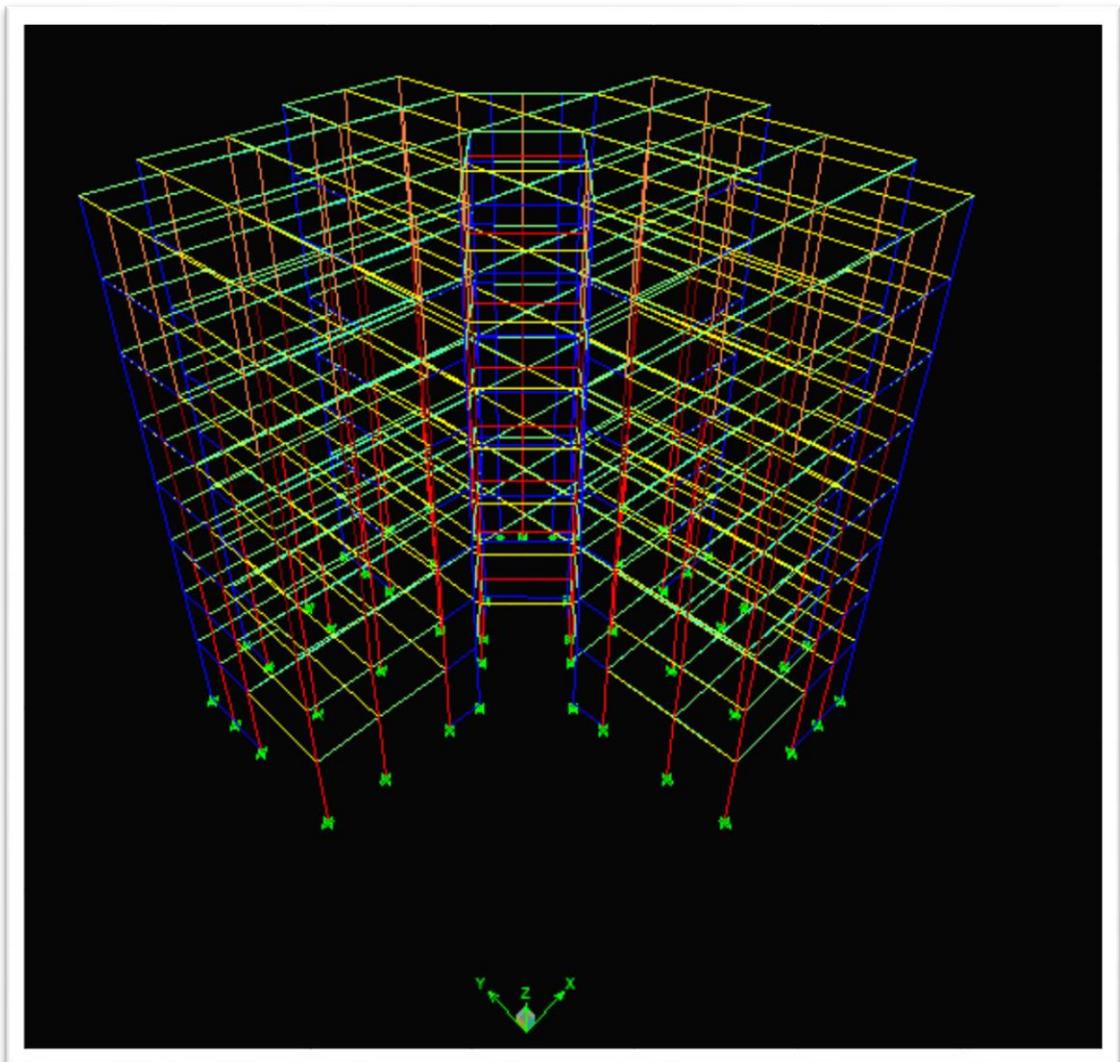


Figure V.1 : Modélisation de la structure a l'aide de logiciel « ETABS 9.7.4 »

L'analyse sismique : Après la modélisation de la structure et la distribution des masses et des chargements ainsi que la définition des combinaisons de charges, on passe à l'analyse.

L'ETABS offre les possibilités d'analyses suivantes :

- Analyse statique linière.
- Analyse p-Delta.
- Analyse statique non linéaire.
- Analyse dynamique.

Analyse dynamique :

L'analyse dynamique disponible dans le sap2000 comporte l'analyse modale et l'analyse spectrale.

V.5 Spectre de réponse de calcul :

Le RPA99/version 2003 impose un spectre de réponse de calcul défini par la fonction suivante :

$$\frac{\delta_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & , \quad si \ 0 < T < T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & , \quad si T_1 < T < T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & , \quad si T_2 < T < 3,0sec \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3,0} \right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & , \quad si T > 3,0sec \end{cases}$$

Avec : $\frac{\delta_a}{g}$: Spectre de Réponse de calcul.

A : Coefficient d'accélération de zone.

η :Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique

Tableau V.1 : Pourcentage d'amortissement critique

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$$\xi = 6\% \begin{cases} \text{Portique en béton armé.} \\ \text{Remplissage léger.} \end{cases}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+6)}} = 0,93 \geq 0,7$$

Q : le facteur de qualité : $Q = 1 + \sum Pq$

Tableau V.2 : Pénalité à retenir pour le critère de qualité

Critère q	P _q	
		Non observé
Conditions minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
Redondance en plan	0	0,05
Régularité en plan	0	0,05
Régularité en élévation	0	0,05
Control de la qualité des matériaux	0	0,05
Control de la qualité de l'exécution	0	0,10

Voici les critères à prendre en compte :

$$Q = 1 + (0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1.15$$

$$Q = 1.15$$

T₁, T₂ : période caractéristique associées à la catégorie du site.

Tableau V.3 : Valeurs de T₁ et T₂

Site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁ (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T ₂ (sec)	0,3	0,4	0,5	0,7

➤ Sol meuble ⇒ Site : S₃

$$\text{Donc : } \begin{cases} T_1 = 0,15\text{sec} \\ T_2 = 0,50\text{sec} \end{cases}$$

Les valeurs du coefficient d'accélération de zone « A » sont révisées comme suite :

Tableau V.4 : Coefficient d'accélération de zone « A »

Groupe	Zone			
	I	Ia	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,08	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on a :

$$\left. \begin{array}{l} -Zonesismique \\ -Grouped'usage 2 \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,08$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

R : Coefficient de comportement global de la structure donnée par le tableau (4.3) : Mixte portiques/voiles avec interaction ⇒ R=4.

IV.6 Calcul des masses de la structure:

La valeur w à prendre en compte est égale à la somme des poids w_i calculés à chaque niveau i de la structure.

$$w = \sum w_i \text{ avec } w_i = G_i + \beta P_i$$

G_i : poids du aux charges permanente et à celle des équipements fixés éventuelles solidaires de la structure.

P_i : charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation

Pour notre projet β = 0,2

Détermination des poids (wt) de la structure :

Prenons comme exemple :

Le niveau Terrasse:

La surface du plancher : S=332.54 m²

Poids de :

- a) - Plancher $G \times S = 0,548 \times 332,54 = 182,23t$.
- b) - Poteaux $n \times b \times h \times b \times \gamma \times ht = 48 \times (0,30) \times (0,30) \times 2,5 \times 1,53 = 16,52 t$.
- c) - poutre principale $b \times h \times b \times \gamma \times \sum L = 0,30 \times 0,45 \times 2,5 \times 120 = 40,5,75 t$
- d) - poutre secondaire..... $b \times h \times b \times \gamma \times \sum L = 0,3 \times 0,35 \times 2,5 \times 113,75 = 29,86 t$.
- e) - les murs extérieurs..... $0,8 \cdot G \cdot m \cdot h \cdot t \times \sum L = 0,8 \times 0,283 \times 80 \times 1,53 = 69,47 t$.
- f) - les murs voile..... $ep \times xht \times b \times \gamma \times \sum L : 0,20 \times 2,61 \times 2,5 \times 28,5 = 37,19 t$.
- g) - les escaliers $p = G \times S = 0,637 \times 11,54 = 7,38 t$.
- h) - L'acrotère $p = G \times S = 0,172 \times 100,1 = 17,22 t$.

Le poids total de la structure : $W_t = 2925t$.

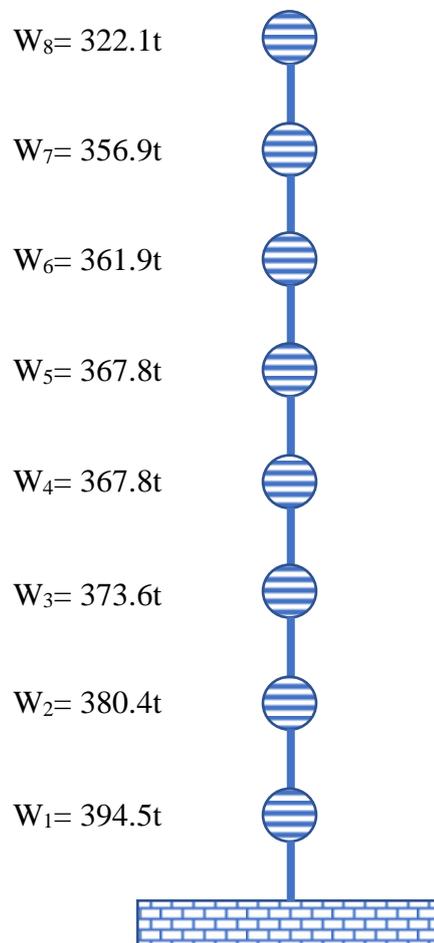


Figure V.2 : Poids des planchers (en brochette)

V.7 Chargement des portiques:

Etude sous les charges verticales :

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres) dans les différents nœuds et travées. Pour déterminer les sollicitations on a utilisé le programme **ETABS** ce qui nous a permis de calculer les portiques.

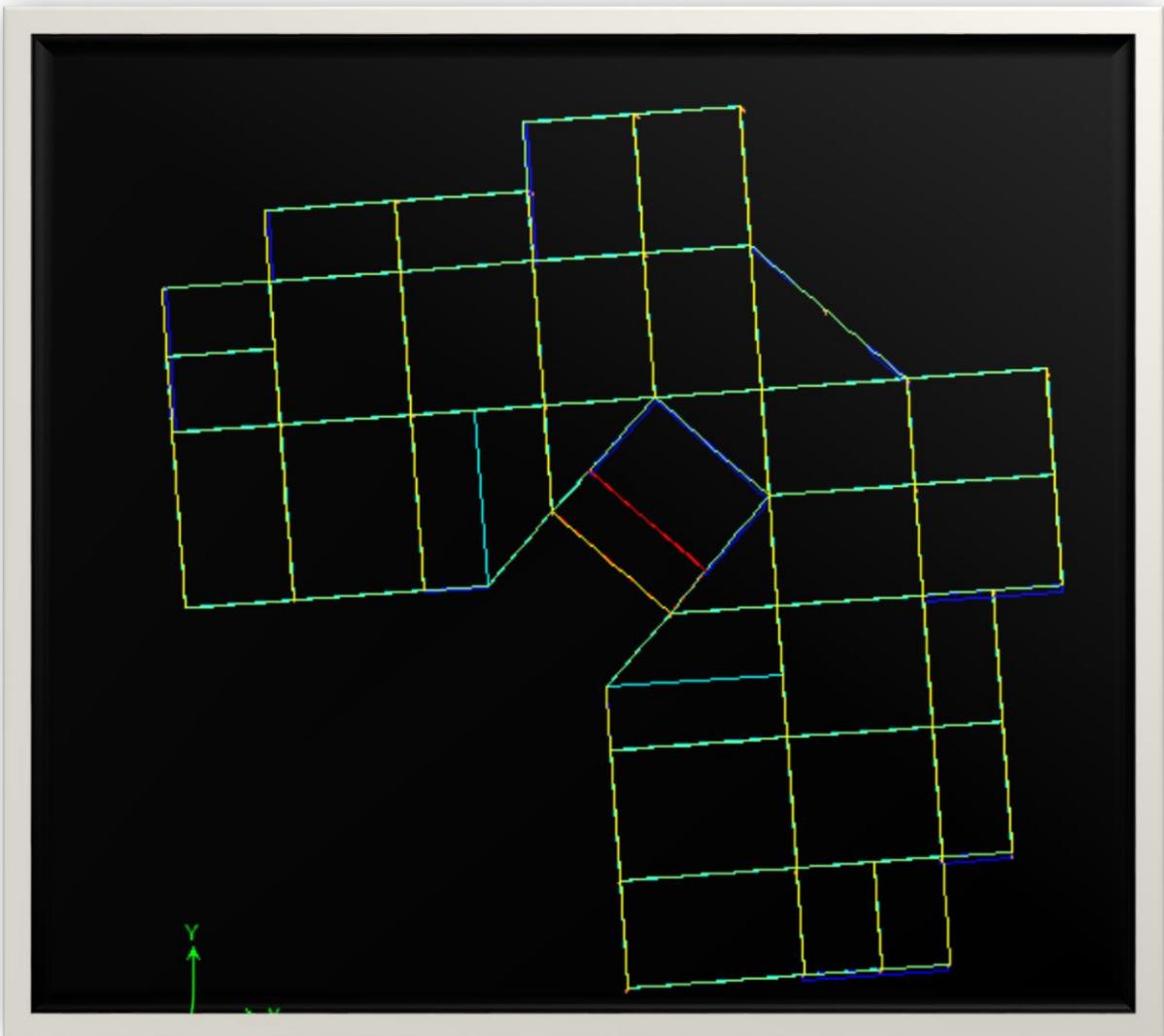


Figure V.3 : Repérage des axes

Pour déterminer le chargement du portique on calcule les charges supportées par les poutres.

Sens longitudinal : « poutre principale (30 x 45) cm² »

Portique de rive :

$L=(3.20/2)=1.60m.$

Axe	Niveau	W_i (KN/m)	G_t (KN/m)	Q(KN/m)
09	Terrasse	Acrotère : 1,72	13.86	$1 \times 1.60 = 1.60$
		Poutre Principale : $0,3 \times 0,45 \times 25 = 3,37$		
		Plancher : $(3.20/2) \times 5,48 = 8.77$		
	Du R.D.C – au 6 ^{ème} étage	Mur : $0,8 \times 2,83 \times 2,66 = 6.022$	17.45	$1,5 \times 1.6 = 2.4$
		Poutre Principale : $0,3 \times 0,45 \times 25 = 3,37$		
		Plancher : $(3,20/2) \times 5,04 = 8.06$		

$L=(3,3/2)=1.65m.$

Axe	Niveau	W_i (KN/m)	G_t (KN/m)	Q(KN/m)
09	Terrasse	Acrotère : 1,72	14,14	$1 \times 1,65 = 1,65$
		Poutre Principale : $0,3 \times 0,45 \times 25 = 3,37$		
		Plancher : $(3,3/2) \times 5,48 = 9,042$		
	Du R.D.C – au 6 ^{ème} étage	Mur : $0,8 \times 2,83 \times 2,66 = 6,022$	17,71	$1,5 \times 1,65 = 2,47$
		Poutre Principale : $0,3 \times 0,45 \times 25 = 3,37$		
		Plancher : $(3,30/2) \times 5,04 = 6,66$		

$L=(2,84/2)=1,42m.$

Axe	Niveau	W_i (KN/m)	G_t (KN/m)	Q(KN/m)
04	Terrasse	Acrotère : 1,72	12,87	$1 \times 1,42 = 1,42$
		Poutre Principale : $0,3 \times 0,45 \times 25 = 3,37$		
		Plancher : $(2,84/2) \times 5,48 = 7,78$		
	Du R.D.C – au 6 ^{ème} étage	Mur : $0,8 \times 2,83 \times 2,66 = 6,022$	16,55	$1,5 \times 1,42 = 2,13$
		Poutre Principale : $0,3 \times 0,45 \times 25 = 3,37$		
		Plancher : $(2,84/2) \times 5,04 = 7,15$		

Portique Intermédiaire :

$L=3,55m.$

Axe	Niveau	W_i (KN/m)	G_t (KN/m)	Q(KN/m)
06	Terrasse	Poutre Principale : $0,3 \times 0,45 \times 25 = 3,37$	22,82	$1 \times 3,55 = 3,55$
		Plancher : $5,48 \times 3,55 = 19,48$		
	Du R.D.C – au 6 ^{ème} étage	Plancher : $5,04 \times 3,55 = 17,89$	21,26	$1,5 \times 3,55 = 5,32$
		Poutre Principale : $0,3 \times 0,45 \times 25 = 3,37$		

L=3,92m.

Axe	Niveau	W _i (KN/m)	G _t (KN/m)	Q(KN/m)
07	Terrasse	Poutre Principale : 0,3x0,45x25=3,37	24,85	1x3,92=3,92
		Plancher : 5,48x3,92=21,48		
	Du R.D.C – au 5 ^{ème} étage	Plancher : 5,04x3,92=19,75	23,12	1,5x3,92=5,88
		Poutre Principale : 0,3x0,45x25=3,37		

L=3,62m.

Axe	Niveau	W _i (KN/m)	G _t (KN/m)	Q(KN/m)
05	Terrasse	Poutre Principale : 0,3x0,45x25=3,37	23,21	1x3,62=3,62
		Plancher : 5,48x3,62=19,83		
	Du R.D.C – au 5 ^{ème} étage	Plancher : 5,04x3,62=17,24	21,61	1,5x3,62=5,43
		Poutre Principale : 0,3x0,45x25=3,37		

L=3,07m.

Axe	Niveau	W _i (KN/m)	G _t (KN/m)	Q(KN/m)
02	Terrasse	Poutre Principale : 0,3x0,45x25=3,37	20,19	1x3,07=3,07
		Plancher : 5,48x3,07=16,82		
	Du R.D.C – au 5 ^{ème} étage	Plancher : 5,04x3,07=15,47	18,84	1,5x3,07=4,60
		Poutre Principale : 0,3x0,45x25=3,37		

L=1,47m.

Axe	Niveau	W_i (KN/m)	G_t (KN/m)	Q(KN/m)
03	Terrasse	Poutre Principale : $0,3 \times 0,45 \times 25 = 3,37$	11,42	$1 \times 1,47 = 1,47$
		Plancher : $5,48 \times 1,47 = 8,055$		
	Du R.D.C – au 5 ^{ème} étage	Plancher : $5,04 \times 1,47 = 7,4$	10,77	$1,5 \times 1,47 = 2,20$
		Poutre Principale : $0,3 \times 0,45 \times 25 = 3,37$		

Sens Transversal : « poutre Secondaire (30 x 35) cm² »

Portique de rive

Niveau	W_i (KN/m)	G_t (KN/m)
Terrasse	Acrotère : 1,72	4,34
	Poutre Secondaire : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,62$	
Du R.D.C – au 5 ^{ème} étage	Mur : $0,8 \times 2,83 \times 2,66 = 6,022$	8,75
	Poutre Secondaire : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,62$	

Portique Intermédiaire :

Niveau	W_i (KN/m)	G_t (KN/m)
Terrasse	Poutre Secondaire : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,62$	2,62
Du R.D.C – au 6 ^{ème} étage	Poutre Secondaire : $0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,62$	2,62

La distance entre le centre de masse et le centre de rigidité :

L'excentricité accidentelle :

Dans l'analyse tridimensionnelle, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être Appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$XG = xg + 0.05L_{max}$$

$$YG = yg + 0.05L_{max}$$

On peut directement introduire cette excentricité dans le logiciel ETABS.

Tableau V.5 : Centre de masse et centre de torsion.

Niveau	Poids w(t)	Xcr(cm)	Ycr(cm)	xg(cm)	Yg(cm)	XG(cm)	YG(cm)
Terrasse	322.1	12.347	12.285	13.99	13.969	14.207	14.186
6 ^{ème}	356.9	12.472	12.36	13.989	13.968	14.206	14.185
5 ^{ème}	361.9	12.962	12.831	13.988	13.966	14.205	14.183
4 ^{ème}	367.8	13.362	13.23	13.985	13.964	14.202	14.181
3 ^{ème}	367.8	13.674	13.551	13.985	13.964	14.202	14.181
2 ^{ème}	373.6	12.921	13.81	13.984	13.963	14.201	14.18
1 ^{er}	380.4	14.109	14.012	13.982	13.962	14.199	14.179
R.D.C	394.5	14.242	14.157	13.972	13.95	14.189	14.167

Calcul des coefficients de participation modale :

On doit vérifier que : $\sum \bar{a}_i \geq 90\%$

$$\text{Avec : } \bar{a}_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \phi_{ki})^2}{\sum_{k=1}^n W_k \phi_{ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

$$W = \sum W_k = 29144,47 \text{ KN}$$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation modale, les valeurs données sont :

a. Sens longitudinal :

$$\sum \bar{a}_x = 97.76\% \geq 90\% \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

b. Sens transversal :

$$\sum \bar{a}_y = 97.78\% \geq 90\% \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Tableau V.6 : Nombre de modes à considérer selon le RPA99/V2003

StepType	StepNum	Période	SumU _x	SumU _y
Mode	1	0.536874	47.6028	23.8054
Mode	2	0.477912	71.5603	71.9263
Mode	3	0.426919	71.5613	71.9486
Mode	4	0.137891	82.4754	78.7108
Mode	5	0.127542	88.0657	88.0922
Mode	6	0.104698	89.5598	89.6749
Mode	7	0.061632	94.1788	91.0785
Mode	8	0.060677	94.8264	94.8658
Mode	9	0.045806	95.4661	95.5194
Mode	10	0.037686	96.8148	96.0748
Mode	11	0.036996	97.7336	97.7529
Mode	12	0.029225	97.7823	97.7823

Nombre de modes à considérer :

A) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

B) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0.20 \text{ Sec}$$

Ou :

N :Est le nombre de niveaux au dessus du sol

T_k : La période du mode K.

Donc :

$$K \geq 3\sqrt{8} = 8,48 \approx 9 \quad \text{et} \quad T_k = 0,08 \leq 0.20 \text{ Sec}$$

Dans notre cas, le nombre de modes à considérer est de **9**.

Estimation de la période fondamentale de la structure :

1. La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \cdot h_N^{3/4}$$

Ou :

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 V.10.

Tableau V.7 : Valeurs du coefficient C_T

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie.	0,075
2	Portiques autostables en acier sans remplissage en maçonnerie.	0,085
3	Portiques autostables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie.	0,050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie.	0,050

Dans ce cas de figure il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux valeurs données respectivement par (**Tableau V.10**) et (4.7).

Pour notre projet on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_N: 25.33m \\ C_T: 0,050 \end{array} \right.$$

Donc : $T = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0,05 \times (25.33)^{3/4} = 0,56 \text{ Sec}$

$T = 0,56 \text{ Sec}$

On doit vérifier aussi que la période dynamique (T_{dyn}) ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de période statique fondamentale « T »

$T_{dyn} = 0.53 \text{ sec} < 1.30 \times 0.56$

$= 0.72\text{sec} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$

Calcul de facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

D : facteur d'amplification dynamique moyen en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & , \quad Si \ 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & , \quad Si \ T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ Sec} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & , \quad Si \ T > 3,0 \text{ Sec} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site donnée par le tableau (4-7 ; RPA 99 V2003).

On a :

➤ Sol meuble \Rightarrow Site : S_3

$$\begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ sec} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$$

Donc : $0.5 < T = 0,56 < T_2 = 3 \text{ sec} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \Rightarrow D = 2,5 \times 0,93 \left(\frac{0,5}{0,56}\right)^{2/3} \Rightarrow D = 2.17$

D = 2.17

Calcul de l'effort tranchant :

Par la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

$$V_{stat} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W = \frac{0,08 \times 2,17 \times 1,15}{4} \times 2925 = 146 \text{ t}$$

$V_{stat} = 146 \text{ t}$

Selon le RPA99/V2003 On doit vérifier que la résultante des force sismiques à la base « v_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à **80%** de la résultant desforces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

a) Sens longitudinal :

$$V_{dx} = 164.3 > 80\% V_{stat} = 80\% \times 146 = 116.80 \text{ t}$$

$V_{dx} = 164.3 \text{ t} > 116.80 \text{ t} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

b) Sens Transversal :

$$V_{dy} = 168.07 > 80\% V_{stat} = 80\% \times 146 = 116.80t$$

$V_{dy} = 168.07 > 116.80 t$Condition vérifiée.

V.8 Vérification :

Vérification des déplacements :

Sous l'action des forces horizontales, la structure subira des déformations horizontales. Pour éviter l'augmentation des contraintes dans les systèmes de contreventement, les déplacements doivent être calculés pour chaque élément de contreventement, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta_k} \text{ Avec : } \delta_k = R \cdot \delta_{ek}$$

R : coefficient de comportement ; R= 5.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques Fi (y compris l'effort de torsion).

Les tableaux suivants résument les déplacements relatifs aux différents niveaux dans les deux sens longitudinal et transversal.

Tableau V.8 : Déplacements relatifs.

Niveau	Sens x(m)	Sens y(m)
7	0,0063	0,0065
6	0,0061	0,0057
5	0,0051	0,0047
4	0,0037	0,0038
3	0,0028	0,0028
2	0,0019	0,0019
1	0,0011	0,0011
R.D.C	0,0004	0,0004

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1.0% de la hauteur d'étage $1\%h_e = 0.0931$; donc la condition est vérifiée.

Tableau : vérification de déplacement relatif.

Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets du seconde ordre (ou effet p-Δ) peuvent être négligés dans le cas des

bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

Avec :

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K ».

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0,7 \times T \times V & \text{Si } T > 0,7 \text{ Sec.} \\ F_t = 0 & \text{Si } T \leq 0,7 \text{ Sec.} \end{cases}$$

Dans notre structure ($F_t=0$) puisque : $T = 0,56 \text{ Sec} < 0.7 \text{ Sec}$.

Les forces F_i sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t)}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j} \cdot W_i \cdot h_i$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : niveau du plancher où s'exerce la force i.

h_j : niveau d'un plancher quelconque.

$W_i ; W_j$: poids revenant au plancher i ; j.

Δ_k : déplacement relatif du niveau « K » par rapport au niveau « k-1 » ;

h_k : hauteur de l'étage « k ».

$$\text{Si } \begin{cases} \theta_k \leq 0,1 & \Rightarrow \text{Effet P - } \Delta \text{ peut être négliger.} \\ 0,1 \leq \theta_k \leq 0,2 & \Rightarrow \text{Amplifiant les effets de } \frac{1}{1 - \theta_k} \\ \theta_k > 0,2 & \Rightarrow \text{structure instable et doit être redimensionnée.} \end{cases}$$

Tableau V.9 : Vérification à l'effet P-Δ (sens « X »)

V_x(Total)								
Suivant X	1929,11							
Niveau	R.D.C	1	2	3	4	5	6	Terrasse
Hauteur	3.91	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
W_i	394.5	380.4	373.6	367.8	367.8	361.9	356.9	322.1
Δ_k	0,0016	0,0044	0,0032	0,0036	0,0036	0,0204	0,004	0,0008
V_k	1643.37	1589.71	1497.33	1368.13	1198.24	983.06	720.71	393.27
P_k	2925	2530.5	2150.1	1776.5	1408.7	1040.9	679	322.1
0,10θ<	0,00093	0,0022	0,0015	0,0015	0,0013	0,0070	0,0012	0,00016

Tableau V.10 : Vérification à l'effet P-Δ (sens « Y »)

V_y(Total)								
Suivant Y	1945,17							
Niveau	R.D.C	1	2	3	4	5	6	Terrasse
Hauteur	3.91	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
W_i	394.5	380.4	373.6	367.8	367.8	361.9	356.9	322.1
Δ_k	0.016	0.0044	0.0032	0.0036	0.004	0.0188	0.004	0.0032
V_k	767.37	749.58	710.47	650.10	569.17	464.89	335.25	175.16
P_k	2925	2530.5	2150.1	1776.5	1408.7	1040.7	679	322.1
0,10θ<	0.019	0.0048	0.0031	0.0032	0.0032	0.013	0.0026	0.0015

($\theta < 0.10$) dans les deux sens. Les effets du deuxième ordre peuvent être négligé pour notre cas. Après ces résultats obtenus dans notre étude dynamique, on peut dire que la structure peut éventuellement résister aux charges extérieurs (de nature sismique). Pour cela, nous allons continuer les calculs avec les efforts développés et qui sont déduits du logiciel de modélisation **ETABS**.

V.9 Interaction Portiques-Voiles :

Selon le RPA99/V2003, Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

❖ Cas des charges verticales :

Le Poids total de la structure W_t :

$$W_t = 2925t$$

Le Poids repris par les voiles W_v :

$$W_v = 468t \text{ Soit un pourcentage de } 16\% \text{ du poids total de la structure}$$

$$W_v = 16\%W_t$$

$$< 20\%W_t \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Cas des charges horizontales :

L'effort sismique total à la base de la structure dans les deux directions :

$$\bullet \text{ Portiques + Voiles : } \begin{cases} V_{x_{dyn}} = 632.3t \\ V_{y_{dyn}} = 636.07t \end{cases}$$

$$\text{Portiques Seul : } \begin{cases} V_{x_{dyn}} = 164.3t \\ V_{y_{dyn}} = 168.07t \end{cases}$$

Chapitre VI

Etude des portiques

VI.1. Ferrailage des Poutres :

Introduction :

L'étude sous charges verticales et horizontales nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux, poutres et voiles) dans les différents nœuds et travées.

Pour Déterminer les sollicitations on a utilisé le programme SAP2000 V14.0 qui nous a permis de Calculer les portiques

Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

- Poutres : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1}^{er} \text{ genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2}^{eme} \text{ genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{array} \right.$
- Poteaux : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Sollicitations du 1}^{er} \text{ genre (BAEL 91) : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2}^{eme} \text{ genre (RPA 99/2003) : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \end{array} \right.$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation.

E : Effort sismique.

Méthode de calcul :

En cas général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferrailage se fera à l'ELU, est la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{er} genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

$$\text{Si : } \begin{cases} \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} < 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p2} \\ \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} > 1,15 ; \text{ On détermine les armatures sous } S_{p1} \end{cases}$$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ($\gamma_s ; \gamma_b$).

Pour la situation accidentelle : $\begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$

Pour la situation normale ou durable : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$

VI.1 Les armatures Longitudinales :

D'après le R.P.A 99 (révisées en 2003) on a

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$;
- Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Poutres principales de rive (30x45) cm² :

Exemple de calcul :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

L'exemple ci-dessous sera fait pour une poutre principale de rive, les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du programme ETABS.

Armatures longitudinales :

$A_{min} = 0,5\% b \cdot h_t = 0,5 \times 30 \times 45 / 100 = 6,75 \text{ cm}^2$ (sur toute la section)

$A_{max1} = 4\% b \cdot h_t = 4 \times 30 \times 45 / 100 = 54 \text{ cm}^2$ (zone courante)

$A_{max2} = 6\% b \cdot h_t = 6 \times 30 \times 45 / 100 = 81 \text{ cm}^2$ (zone de recouvrement)

Sur appuis :

On a : $\begin{cases} M_{sp1} = 75,28 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 81,63 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 0,92 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous Sp2}$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 45 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 40,5 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;

Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.
- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{81.63 \times 10^3}{30 \times (40.5)^2 \times 18,48} = 0,089 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,9535$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{81.63 \times 10^3}{0,9535 \times 40.5 \times 400} = 5.28 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14+1T14** ce qui nous donne $A = 6,16 \text{ cm}^2$

En travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 58,58 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 53,43 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \frac{M_{sp1}}{M_{sp2}} = 1.09 < 1,15 \Rightarrow \text{Donc le calcul se fait sous Sp2}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{53.43 \times 10^3}{30 \times (40.5)^2 \times 18.48} = 0,058 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,970$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{53.43 \times 10^3}{0,970 \times 40.5 \times 400} = 3.40 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **3T14** ce qui nous donne $A = 4,62 \text{ cm}^2$

Vérification du ferrailage de la poutre :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 40.5 \times 2,10}{400} = 1,467 \text{ cm}^2$$

$$A_{adpt} > A_{min} ; \text{Condition vérifiée}$$

$A_{min} = 0,7\% \times b \times h_t = 9.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée pour toute la section.

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{76,16 \times 10}{30 \times 40.5} = 0,626 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,626 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right\} = \min \{ 12.86 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 14 \text{ mm} \} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{36.45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

On Prend : $S_t = 20\text{cm}$

D'après le R.P.A 99/2003 :

Zone nodale : $S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4} ; 30 \text{ cm} ; 12\Phi_l\right\} = \min\{11.25 ; 30 \text{ cm} ; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5\text{cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,31 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,051 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,626 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,00085 \text{ cm} \quad (2)$$

On prend le max (1) et (2): $A_t \geq 0,051\text{cm}^2$ $\left\{ \begin{array}{l} 4\emptyset 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 76,16 ; M_{ap} = 81.63\text{KN.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{81,63}{0,9 \times 40.5 \times 10^{-2}} = 223.95\text{KN} > 76.16\text{KN}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la biellette est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \left\{ \begin{array}{l} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{ O\`u } a \text{ est la longueur d'appuie la biellette.}$$

On doit avoir : $\bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45° , donc on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 76.16 \times 1,5}{0,8 \times 30 \times 25 \times 10} = 0,038 \text{ m} = 3,8 \text{ cm}$$

$$a' = b - 4 = 26 \text{ cm}$$

$a = \min(a'; 0,9d) = \min(26 \text{ cm} ; 36,45 \text{ cm}) = 26 \text{ cm} ; a > 3,8 \text{ cm} ;$ Condition vérifiée.

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau_{ser}} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H. A ;

T : Effort tranchant maximum ; $T = 76,16 \text{ kN}$;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; $n = 3$;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{76,16 \times 10^3}{36,45 \times 4,40 \times 3 \times 10^2} = 1,58 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{ser}} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\tau_{ser} = 1,58 \text{ MPa} < \overline{\tau_{ser}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 1,58} = 88,60 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de 90° : $L_2 = d - (c + \Phi/2 + r)$; $L_1 \geq (L_s - 2,19r - L_2) / 1,87$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 30,2 \text{ cm} \\ L_1 = 22,21 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 30,1 \text{ cm} \\ L_1 = 22,26 \text{ cm} \end{cases}$$

La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases} \end{cases}$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 44,08 \text{ KN.m} ; A = 3,23 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 15y^2 + 48,45y - 1962,225 = 0 \rightarrow y = 19,87 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times (19,87)^3}{3} + (15 \times 3,23 \times (40,5 - 19,87)^2)$$

$$= 99070,28 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{44,08 \times 10^3}{99070,28} \times 19,87 = 8,84 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 8,84 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée

Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$.

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{44,08 \times 10^3}{99070,28} \times (40,5 - 19,87) = 137,68 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 137,68 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Vérification de la flèche :

$$M_{t \text{ ser}} = 44,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{0 \text{ ser}} = \frac{(G + Q)l^2}{8} = \frac{(24,85 + 3,92) \times (3,92)^2}{8} = 55,26 \text{ KN.m}$$

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{45}{392} = 0,114 > 0,062 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \Rightarrow \frac{45}{392} = 0,114 > \frac{44,08}{10 \times 55,26} = 0,0797 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,62}{30 \times 40,5} = 0,0038 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Tableau VI.1 : Ferrailage des poutres principales de rive

Niveau	Section	Moments (kN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	Appui	59,27	68,15	68,15	6,75	4,37	3T14=4,62

	Travée	58,58	43,15	58,58		4,35	3T14=4,62
Etage courant	Appuis	75,28	81,63	81,63	6,75	5,28	3T14+1T14=6,16
	Travée	58,58	53,43	53,43		3,40	3T14=4,62

Tableau VI.2 : Ferrailage des poutres principales intermédiaires

Niveau	Section	Moments (KN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	Appuis	77,18	81,47	81,47	6,75	5,27	3T14+1T14=6,16
	Travée	46,87	38,84	46,87		3,44	3T14=4,62
Etage courant	Appuis	58,30	50,46	58,30	6,75	4,32	3T14=4,62
	Travée	37,33	30,72	37,33		2,72	3T14=4,62

Poutres secondaires de rive (30x35) cm² :

Exemple de calcul :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

L'exemple ci-dessous sera fait pour une poutre principale de rive, les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du programme ETABS.

Armatures longitudinales :

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot ht = 0,5 \times 30 \times 35 / 100 = 5,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{\max 1} = 4\% b \cdot ht = 4 \times 30 \times 35 / 100 = 42 \text{ cm}^2 \text{ (zone courante)}$$

$$A_{\max 2} = 6\% b \cdot ht = 6 \times 30 \times 35 / 100 = 63 \text{ cm}^2 \text{ (zone de recouvrement)}$$

Tableau VI.3 : Ferrailage des poutres secondaire de rives

Niveau	Section	Moments (kN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	Appuis	56,64	58,51	56,64	5,25	5,55	3T12+2T12=5,65

	Travée	40,83	31,98	40,83		3,92	3T12+1T12=4,52
Etage courant	Appuis	48,32	44,72	44,72	5,25	3,70	3T12+1T12=4,52
	Travée	34,92	31,55	31,55		2,58	3T12=3,39

Tableau VI.4 : Ferrailage des poutres secondaire intermédiaires

Niveau	Section	Moments (kN.m)		Moment de calcul	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	Appui	65,91	68,79	68,79	5,25	5,08	3T12+2T12=5,65
	Travée	41,05	31,76	41,05		3,95	3T12+1T12=4,52
R.D.C et étage courant	Appuis	39,48	41,49	41,49	5,25	3,43	3T12+1T12=4,52
	Travée	32,84	24,39	32,84		3,12	3T12=3,39

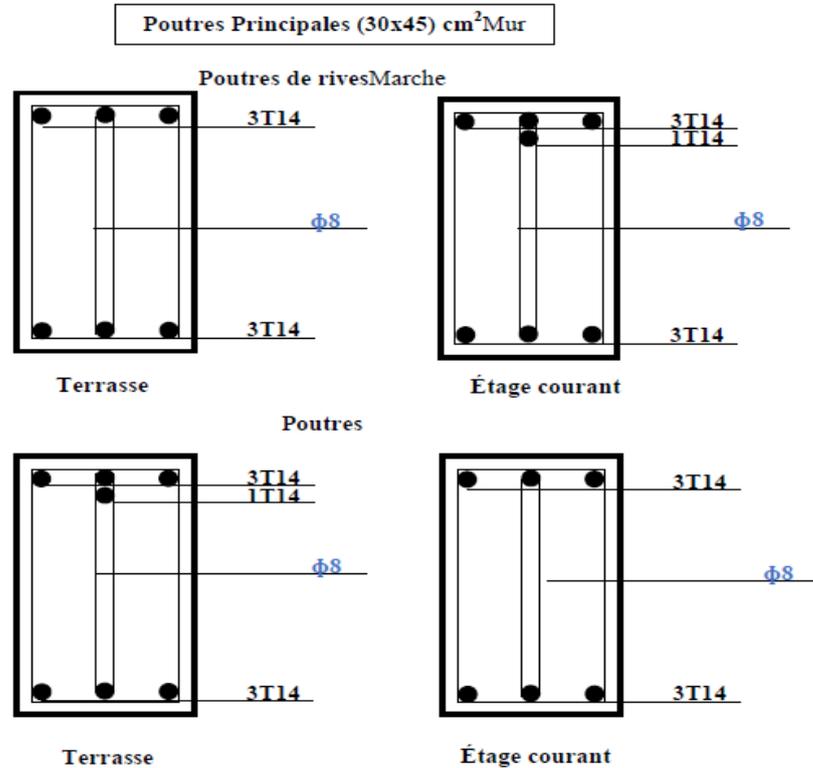


Figure VI.1 : Dessin de ferrailage des sections des poutres principales

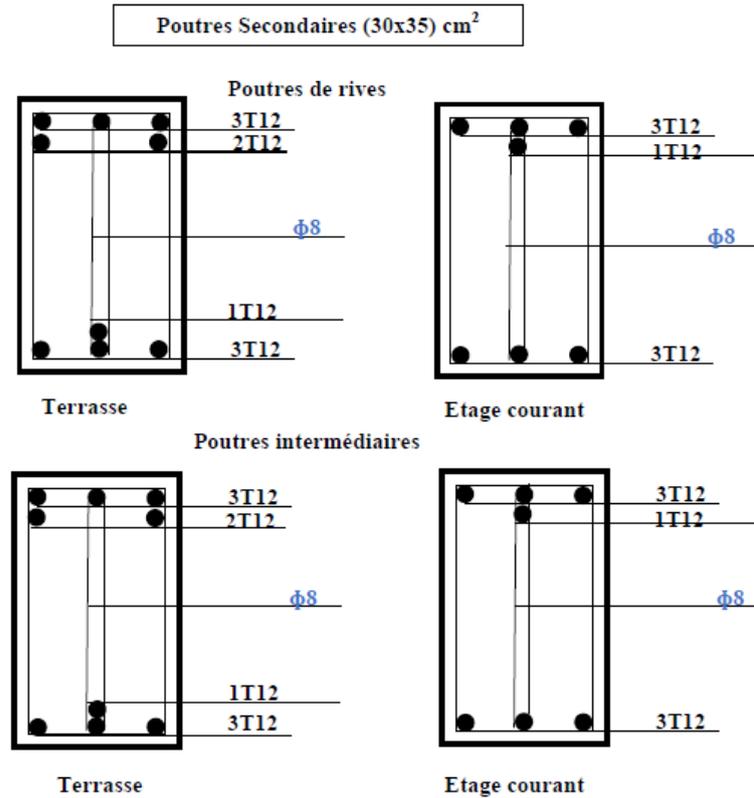


Figure VI.2 : Dessin de ferrailage des sections des poutres Secondaires

VI.2 Ferrailage des poteaux :

Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre (1): } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow B \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow C \end{array} \right. \\ \text{Deuxième genre : } \left\{ \begin{array}{l} (2): 0,8G \pm E \\ (3): G + Q \pm E \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow B \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow C \end{array} \right. \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s ; γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{array} \right. \\ \text{Situation normale : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

VI.2.1 Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

Les armatures longitudinales doivent être haute adhérence droite et sans crochet.

Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I).

Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement.

Le diamètre minimum est de 12 mm.

La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi_{en\ zone\ I\ et\ II} \\ 50\Phi_{en\ zone\ III} \end{cases}$

Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux seront donnés dans des tableaux.

Tableau VI.5 : Sections min et max imposées par le RPA 99 V 2003 et le BAEL91.

Type de poteaux	$A_{min} = 0,7\% \times S$	$A_{max 1} = 4\% \times S$	$A_{max 2} = 6\% \times S$
Type 1 (40x40 cm ²)	11,20 (cm ²)	64 (cm ²)	96 (cm ²)
Type 2 (35 x 35 cm ²)	8,57 (cm ²)	49 (cm ²)	73,5 (cm ²)
Type 3 (30 x 30 cm ²)	6,3 (cm ²)	36 (cm ²)	54 (cm ²)

Tableau V.6 : Les sollicitations défavorables du 1^{er} genre

Etages			(40x40) cm ² type I	(35x35) cm ² typeII	(30x30) cm ² typeIII
Poteau	combinaison		R.D.C....2 ^{eme}	3 ^{eme}5 ^{eme}	6 ^{eme}7 ^{eme}
Le Poteau le plus sollicité	A ₁	Nmax	162,048	98,559	39,886
		M _{cor}	0,116	0,1378	0,1792
	A ₂	Nmin	16,91	6,309	0,638
		Mcor	0,439	0,5163	0,5769
	A ₃	Mmax	3,745	3,6236	3,4619
		Ncor	44,44	15,532	5,116

Tableau VI.7 : Les sollicitations défavorables du 2^{ème} genre

Etages		(40x40) cm ² type I R.D.C....2 ^{er}	(35x35) cm ² typeII 3 ^{ème}5 ^{ème}	(30x30) cm ² typeIII 6 ^{ème}7 ^{ème}	
Poteau	Combinaison				
Poteau le plus sollicité	A ₄	N _{max}	119,684	72,88	29,423
		M _{cor}	0,7302	0,8611	0,5757
	A ₅	N _{min}	33,016	4,407	0,745
		M _{cor}	0,378	0,8733	0,8062
	A ₆	M _{max}	4,3463	4,003	3,1178
		N _{cor}	34,544	22,066	4,24

Exemple de calcul :

Le poteau choisi pour l'étude : (40x40) cm²

Données :

Enrobage : $c = 2,5\text{cm}$;

Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$;

Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400\text{ MPa}$;

Contrainte de compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25\text{ MPa}$;

Contrainte de traction du béton à 28 jour : $f_{t28} = 2,1\text{ MPa}$;

Fissuration peu préjudiciable.

Combinaison du 1^{er} genre :

(A₁) $N_{\max} = 162,04\text{t}$; $M_{\text{corresp}} = 0,116\text{t.m}$

(A₂) $N_{\min} = 16,91\text{t}$; $M_{\text{corresp}} = 0,439\text{t.m}$

(A₃) $M_{\max} = 3,745\text{t.m}$; $N_{\text{corresp}} = 44,44\text{t}$

Combinaison du 2^{ème} genre :

(A₄) $N_{\max} = 119,684\text{t}$; $M_{\text{cor}} = 0,7302\text{.m}$

(A₅) $N_{\min} = 33,016\text{t}$; $M_{\text{cor}} = 0,738\text{.m}$

$$(A_6) M_{\max}=4,3463t.m ; N_{\text{cor}}=34,544t$$

Combinaison de 1^{er} genre :

$$a) N_{\max}=162,04t ; M_{\text{cor}}=0,116t.m$$

Détermination du centre de pression :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{0,116}{162,04} = 0,000716 \\ M_u = 162,04 \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,000716 \right) = 25,81t.m \end{array} \right.$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0,514N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} 162,04t \leq 183,64t \quad \text{condition vérifiée} \\ 25,81t.m \leq 34,52t.m \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_1=A_1'=0$)

$$b) N_{\min}=16,91t ; M_{\text{cor}}=0,439t.m$$

Détermination du centre de pression :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{0,439}{16,91} = 0,0259 \\ M_u = 16,91 \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,0259 \right) = 2,267t.m \end{array} \right.$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0,514N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} 16,91t \leq 183,64t \quad \text{condition vérifiée} \\ 2,267t.m \leq 5,83t.m \quad \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2=A_2'=0$)

$$c) M_{\max} = 3,74t.m ; N_{\text{cor}} = 44,44t.$$

Détermination du centre de pression :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{3,74}{44,44} = 0,084 \\ M_u = 44,44 \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,084 \right) = 3,36t.m \end{array} \right.$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0,514N_u}{b \times d \times f_{bc}}\right) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} 44,44t \leq 183,64t \text{ condition vérifiée} \\ 3,36t.m \leq 14,20t.m \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_3=A_3'=0$)

Combinaison de 2eme genre :

a) $N_{max}=119,684t$; $M_{cor}=0,7302t.m$

Détermination du centre de pression :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{0,7302}{119,684} = 0,0061 \\ M_u = 119,684 \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,0061\right) = 18,419t.m \end{array} \right.$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0,514N_u}{b \times d \times f_{bc}}\right) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} 119,684t \leq 239,50t \text{ condition vérifiée} \\ 18,119t.m \leq 33,12t.m \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_4=A_4'=0$)

b) $N_{min}=33,016t$; $M_{cor}=0,378t.m$

Détermination du centre de pression :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{0,378}{33,01} = 0,0114 \\ M_u = 33,01 \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,0114\right) = 4,90t.m \end{array} \right.$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0,514N_u}{b \times d \times f_{bc}}\right) \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} 33,016t \leq 239,50t \text{ condition vérifiée} \\ 4,90t.m \leq 11,12t.m \text{ condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_5=A_5'=0$)

c) $M_{max}=4,3463t.m$; $N_{cor}=34,544t$

Détermination du centre de pression :

$$\begin{cases} e = \frac{4,3463}{34,544} = 0,1258 \\ M_u = 34,544 \left(0,36 - \frac{0,40}{2} + 0,1258 \right) = 1,18t.m \end{cases}$$

Vérification si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(1 - \frac{0,514N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases} \begin{cases} 34,544t \leq 239,50t & \text{condition vérifiée} \\ 1,18t.m \leq 11,60t.m & \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6=A_6'=0$)

Tableau VI.8 : Récapitulatif du calcul de ferrailage des poteaux les plus sollicités

Niveaux	Combis	1 ^{er} genre			2 ^{ème} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)
		N _u (t)	M _u (t.m)	A _{cal} (cm ²)	N _{acc} (t)	M _{acc} (t.m)	A _{cal} (cm ²)		
Type 1 (40x40 cm ²)	A	162,04	25,81	0	119,419	18,419	0	14,17	8T16=16,08
	B	16,61	2,267	0	33,016	4,90	0		
	C	44,44	3,36	0	34,544	1,18	0		
Type 2 (35 x 35 cm ²)	A	98,559	13,66	0	72,88	9,34	0	11,20	8T14 = 12,32 3T14 /face
	B	6,309	0,367	0	4,407	0,256	0		
	C	15,53	1,449	0	22,066	0,9137	0		
Type 3 (30 x30cm ²)	A	39,886	4,607	0	29,423	2,955	0	6,30	8T12=9,05
	B	0,63	0,50	0	0,745	0,7168	0		
	C	5,116	2,847	3,18	4,1178	2,609	2,50		

VI.2.3 Les vérifications :

Vérification de la contrainte de cisaillement : « poteau le plus sollicité (40x40) cm² » :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{3,033 \times 10^2}{40 \times 36} = 0,21MPa$$

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 MPa)$; Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 MPa ; 5 MPa) = 3,25 MPa$$

$\tau_u = 0,21 MPa < \bar{\tau}_u = 3,25 MPa$; Condition vérifiée

Il n y a pas de risque de cisaillement.

Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par RPA 99/V2003.

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm}$$

Donc le choix adopté est : **Φ8**.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

Espacement :

D'après le RPA 99/2003

on a : $\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 14 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 21 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

Calcul de l'élancement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,91}{0,40} = 6,84 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 3,06}{0,40} = 5,35 > 5 \rightarrow \rho_a = 2,5$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 2,5 \times 29,08 \times 10}{40 \times 235} = 1,16 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t / (T \times b)$ en % est donné comme suit : $\lambda_g = 5,35 > 5 \rightarrow 0,33\%$

Alors : $\begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,0033 \times 10 \times 40 = 1,32 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,0033 \times 15 \times 40 = 1,98 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \{S_t = 10 \text{ cm}$

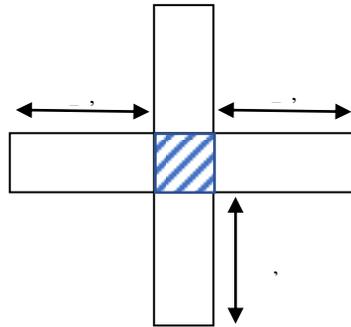
Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 1,02 \text{ cm}^2$$

$< 1,98 \text{ cm}^2$; Condition vérifiée

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud **poutre-poteau** proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :



$$\left\{ h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max \{ 65,16 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 60 \text{ cm} \} = 65,16 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 80 \text{ cm}$$

Figure VI.3 : La zone nodale

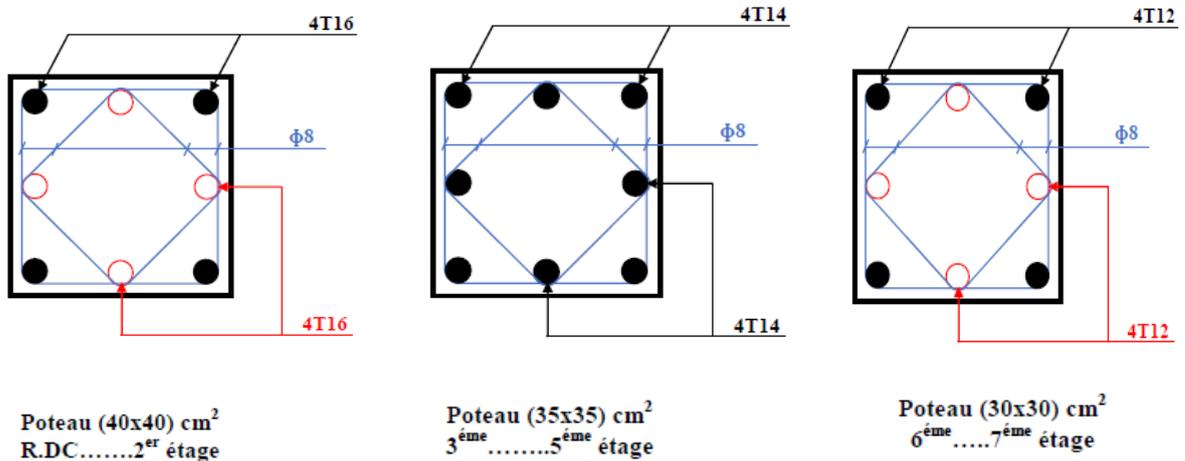


Figure VI.4 : Ferrailage des sections des poteaux

VI.3. Ferrailage des voiles :

Définition :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction. Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels,...).

Les systèmes de contreventement représentent la partie de la structure qui doit reprendre les forces horizontales dues aux vents "action climatique" ou aux séismes (action géologique). Dans notre construction, le système de contreventement est mixte (voiles - portiques) ; ce système de contreventement est conseillé en zone sismiques car il a une capacité de résistance satisfaisante.

Mais ce système structural est en fait un mélange de deux types de structures qui obéissent à des lois de comportement différentes de l'interaction portique – voiles, naissent des forces qui peuvent changer de sens aux niveaux les plus hauts et ceci s'explique par le fait qu'à ces niveaux les portiques bloquent les voiles dans leurs déplacements. Par conséquent une attention particulière doit être observée pour ce type de structure :

a-Conception :

- Il faut que les voiles soient placés de telle sorte qu'il n'y ait pas d'excentricité (**Torsion**).
- Les voiles ne doivent pas être trop éloignés (flexibilité du plancher).
- L'emplacement des voiles ne doit pas déséquilibrer la structure (il faut que les rigidités dans les deux directions soient très proches).

b-Calcul :

Dans les calculs, on doit considérer un modèle comprenant l'ensemble des éléments structuraux (portiques-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

VI.3.1.Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérés comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal, et un effort tranchant suivant le cas le plus défavorable Selon les combinaisons suivantes :

1. $G + Q \pm E$ (vérification du béton).
2. $0.8G \pm E$ (calcul des aciers de flexion).

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

Les murs en béton armé comportent trois catégories d'armatures :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales.

VI.3.2.La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec : N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone Tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99/ (version 2003).

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a.L$$

2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée "

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

On compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

Si : $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a.L$, On ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{\min}$, On ferraille avec A_v .

3^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée,

Donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VI.3.3 Les armatures verticales :

Ils sont disposés on deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

VI.3.4 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon Uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieure.

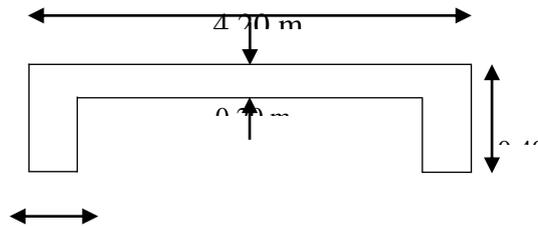
Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %.

VI.3.5 Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieure ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.



VI.3.6 Ferrailage des voiles :

VI.3.7 Exemple de calcul :

Voile longitudinal de rive :

$$A = 0,92 \text{ m}^2$$

$$I = 0,91 \text{ m}^4$$

$$V = 2,30 \text{ m}$$

$$N = 106,961 \text{ t}$$

$$M = 2,49 \text{ t.m}$$

$$T = 1,49$$

Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{106,961 \times 10^{-2}}{0,92} + \frac{2,49 \times 2,30 \times 10^{-2}}{0,91} = 1,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{106,961 \times 10^{-2}}{0,92} - \frac{2,49 \times 2,30 \times 10^{-2}}{0,91} = 1,10 \text{ MPa}$$

On a (σ_1 et σ_2) > 0 ; la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003).

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1m :

$$A_{\min} = 0,15\% \cdot a \cdot L = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le diamètre « D » :

$$D \leq \frac{1 \cdot a}{10(\text{mm})} \Rightarrow D \leq \frac{1 \times 200}{10} = 20 \text{ mm.}$$

On prend **D=12 mm**.

Donc on prend : **5T10p.m** = 3,93 cm²/m

L'espacement « St » :

Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min \{2 \cdot a; 33 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{40; 33 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm}$$

-Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min \{1,5 \cdot a; 30 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{30; 30 \text{ cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$$

Donc : $St \leq \min \{St_{\text{BAEL91}} ; St_{\text{RPA 99}}\}$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : **St = 20 cm**

VI.3.8 Vérification de la contrainte de cisaillement « τ_b » :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99/V2003).

$$\text{la contrainte de cisaillement : } \tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0 \cdot d}$$

Avec :

T : l'effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

h : hauteur totale de la section brute.

la contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{b_0 \cdot d} = 1,4 \times \frac{1,49 \times 10^{-2}}{0,2 \times 3,42} = 0,030 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,030 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

VI.3.9 Disposition des armatures :

Armatures verticales :

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur. La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003). A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

On a :

$S_t = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t/2 = 10 \text{ cm} \leq 15 \text{ cm}$ condition vérifiée.

$L = 380 \text{ cm} \Rightarrow L/10 = 38 \text{ cm}$

Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $S_t \leq \min(1,5.a; 30 \text{ cm})$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)**, on adopte le même ferrailage que les armatures verticales soit **6T10** avec un espacement de **25 cm**

Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

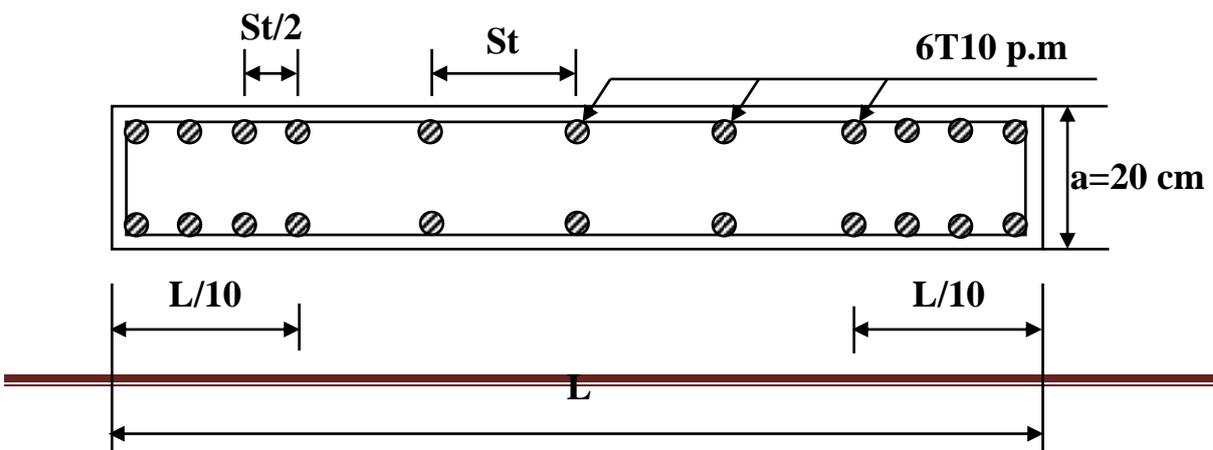


Figure VI.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles

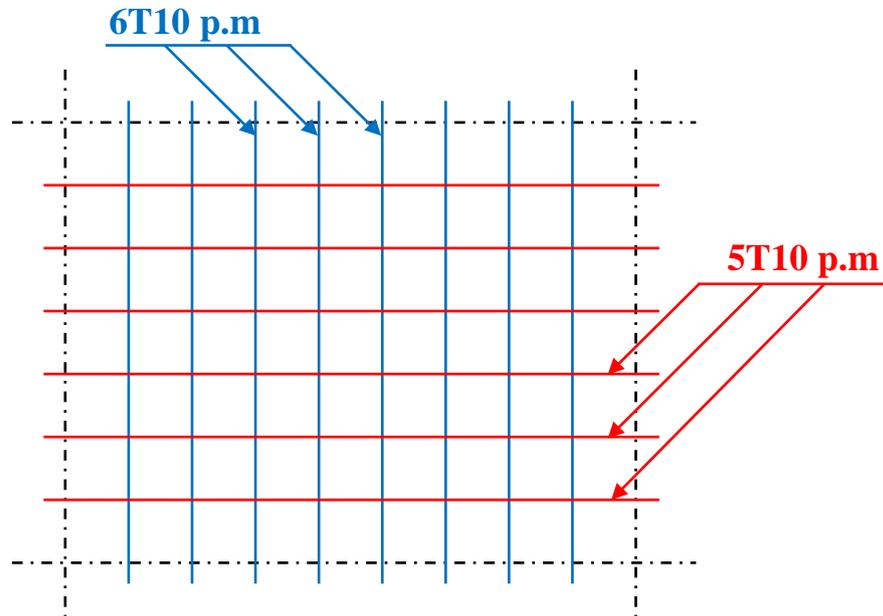


Figure VI.6 : Disposition du ferrailage dans les voiles.

Chapitre VII

Calcul des fondations

VII.1 Introduction :

L'infrastructure c'est une partie enterrée du bâtiment permettant d'assurer la liaison entre le sol et la superstructure de l'ouvrage est placée au-dessous de la cote 0.00 exemple (fondation, sous-sol).

Toute structure a besoin d'une bonne base pour ne pas s'effondrer. c'est pour cela qu'une fondation fait office de relais entre la structure et le sol , elle est comprise dans l'élément architectural d'un bâtiment et a pour rôle de s'opposer au tassement et aux infiltrations des eaux ,tout en assurant la transmission des charges et la répartition de ces dernières dans le sol .

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevée et d'autre part la force portante du sol, d'après le rapport géotechnique du sol, notre terrain a une contrainte admissible de 2.5 bars et un ancrage de 2.53m.

Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre les fondations, il faut que les éléments d'infrastructure soient espacés au minimum d'une distance de 40 cm.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

VII.2 les caractéristiques géotechniques du sol :

Le sol d'assise présente les propriétés géotechniques suivantes :

le poids spécifique du sol $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$

φ : Angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$.

la cohésion $C=0$ (sol pulvérulent) .

K_a : Coefficient de poussée des terres $K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

$K_a' = K_a / \cos(\beta - \lambda)$ avec $(\beta = \lambda = 0^\circ)$

$K_a' = K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2}\right) = \text{tg}^2(27,5^\circ) = 0,271$

$K_a' = K_a = 0,271$

VII.3 Dimensionnement :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes :

G+Q ± E

0.8G ± E

Selon les combinaisons citées par le BAEL91 :

L'ELU : $1.35G+1.5Q$

L'ELS : $G+Q$

Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence des voiles dans cette construction, et la moyenne portance du sol, le dimensionnement des fondations donne des semelles de grandes dimensions qui se chevauchent dans l'un ou dans l'autre sens, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- 1/- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol.
- 2/- Transmettre au sol la totalité des efforts.
- 3/- Eviter les tassements différentiels.

VII.3 calcul du radier :

Le radier général assure une continuité parfaite des fondations de par sa nature, toute fois, il est en général relativement flexible. Si le sol est hétérogène, il ne devrait pas être utilisé. Les radiers de fondation peuvent par ailleurs modifier le régime des eaux sur le terrain. Des mesures de drainage adéquates devraient être prises pour que les eaux de ruissellement ne puissent dégrader les caractéristiques du sol. Pour se prémunir contre le glissement horizontal du radier une nervure périphérique (bèche) permettant un meilleur accrochage au sol est à prévoir et doit être coulée a pleine fouille , lorsque le radier est associé à un ou plusieurs étages enterrés conçus pour former un caisson cloisonné rigide , une excellente résistance aux séismes est en général obtenue. La rigidité du caisson supprime pratiquement les effets des mouvements différentiels du sol, auxquels les fondations superficielles sont particulièrement sensibles.

L'encaissement dans un terrain non remanié augmente la rigidité du bâtiment et son amortissement

Les déplacements(les déformations) de la superstructure sont par conséquent plus faibles que si l'assise du bâtiment se trouvait près de la surface. De plus l'amplitude des secousses sismiques s'atténue avec la profondeur et le sol y est généralement plus compact et plus résistant surtout dans le cas de sols granulaires qui transmettent les efforts par frottement.

Le radier c'est une fondation superficielle de type plate-forme.

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.

Un radier est calculé comme un plancher renverse mais fortement sollicité (réaction de sol ---poids total de la structure).

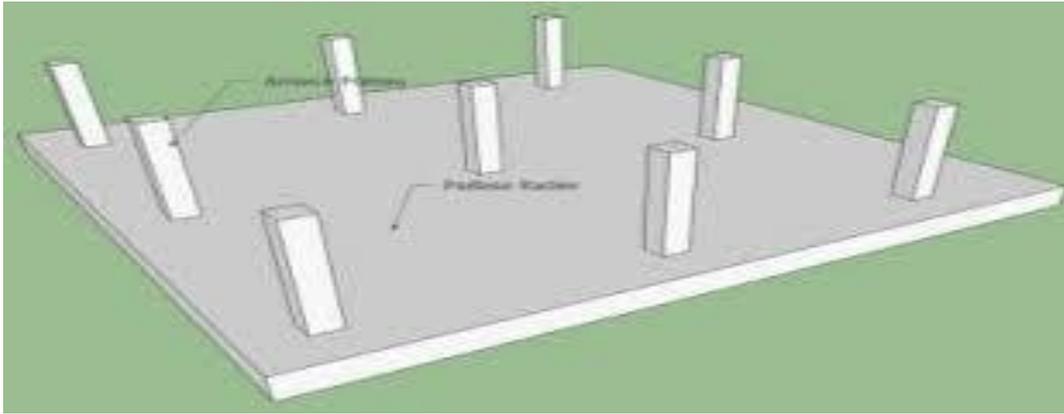


Figure VII.1. schéma du radier.

VII.4 pré-dimensionnement du radier :

Le poids supporté par le radier général est la somme des charges permanentes et charges d'exploitations dus à la superstructure

$$G_T = \sum_{i=1}^8 G_i$$

$$Q_T = \sum_{i=1}^8 Q_i$$

Gt : la charge permanente totale

Qt : la charge d'exploitation totale.

Combinaison d'actions :

ELU : Nu = 4802.64 t

ELS : N ser = 3494.57 t

Surface minimale du Radier :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

La contrainte de sol = 20 t/m²

S : la surface totale de la semelle

La surface du bâtiment est de : S=332.54 m²

Nu = 4802.64 tS=240.132 m²

N ser =3494.57tS=174.728m²

Donc la surface minimal du radier est : $S=174.728m^2$

Etant donné que la surface nécessaire du bâtiment est supérieure à celle du radier donc on aura des débords les règles BAEL nous imposent un débord minimal ;

$$L (\text{déb}) \geq \max (hn/2 ; 30) \text{ cm} = \max (100/2 ; 30) \text{ cm} = 50 \text{ cm}$$

On prend un débord de 50 cm de chaque côté dans les deux directions, ce qui nous donne une surface d'assise $S_{\text{rad}}=407.54 \text{ m}^2$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S' = 407.54 \text{ m}^2$$

Calcul de l'épaisseur du Radier :

L'épaisseur du Radier doit satisfaire les conditions suivantes :

Dans notre projet il y a :

1^{er} condition :

$$L/25 \leq d \leq L/20 \dots\dots 17.4 \text{ cm} \leq d \leq 21.75 \text{ cm} \dots\dots (1) .$$

$$L=4.35\text{m}$$

2^{ème} condition :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_o d} \leq 0.06 f_c 28$$

$$d \geq \frac{Vu}{0.06 f_c 28 b .}$$

V_u : effort tranchant ultime d'une bande de 1 M linéaire.

$$V_u = Q_u . L / 2 = (N_u/S) . L / 2 \times 1\text{m} = 21.27 \text{ t}$$

$$d = 14.18 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

Donc : de (1) et (2) on a :

$$H \geq d + c = 21.75 + 5 = 26.75 \text{ cm} \approx 27 \text{ cm}$$

On prend : $h=35 \text{ cm}$ et $d=25 \text{ cm}$

VII.5 Dimensionnement des poutres de Libage :

On choisit $L_{\text{max}} = 4.35 \text{ m}$ dans tout le plan

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier a un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de Libage doit vérifier la condition suivante :

$$L=4.35\text{m}$$

$$L/9 \leq h \leq L/6 \dots\dots\dots 48.33 \leq h \leq 72.5 \text{ cm} \quad \text{on prend : } \{h=75 \text{ cm} ; d=67.5 \text{ cm} ; b=50 \text{ cm}\}$$

VII.6 Vérification des contraintes :

$$G_{\text{rad}} = 587.011 \text{ t}$$

$$N_{ser-t} = N_{ser} + G_{rad} = 4081.581 \text{ t}$$

$$N_{ser-t} / S_{rad} = 10.015 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2 \dots\dots \text{Condition est vérifiée}$$

La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre de Libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.b}} \text{ avec :}$$

$$I : \text{moment d'inertie de la poutre } I = \frac{bh^3}{12} = 0.0175 \text{ m}^4$$

$$E : 3216420.0 \text{ t/m}^2$$

L_e : longueur élastique

$$K : \text{module de raideur du sol } K = 1000 \text{ t/m}^2 \text{ (} \nu = 2 \text{ bar)}$$

$$L_e = 4.61$$

$$L_{max} = 4.35 \text{ m} < \pi/2 . L_e = 7.23 \text{ m} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc la poutre de Libage se calcule comme une poutre continue (nervure) soumise a la réaction du sol (répartition linéaire).

Evaluation des charges pour le calcul du Radier :

Pour le ferrailage :

$$\frac{N}{S} \pm \frac{Mx \times Vx}{Ix}$$

$$N_{n-t} = N_u + 1.35 (G_{rad} + G_{ner}) = 5595.105 \text{ t}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{u-t}}{S} = 13.729 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{rad} = \gamma b \times h = 1.25 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{max} - \sigma_{rad} = 12.48 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Donc : } Q_u = 12.48 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = 8.575 \text{ t/m}$$

$$\sigma_{rad} = \gamma b \times h = 0.875 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{max} - \sigma_{rad} = 7.70 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{ser} = 7.70 \text{ t/m}^2$$

VII.7 Ferrailage du radier :

Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis a une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité 1 m linéaire et ont pour valeur ;

L_x : espacement entre les poutrelles (poutres secondaires)La petite portée

L_y : espacement entre les poutres principalesla grande portée

Et μ_x et μ_y : sont des coefficients de la fonction de a et v (prend 0 a L'ELS ; 0.2 a L'ELU)
(cours Béton armée) ... (BAEL91)

Pour le calcul on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

1^{er} cas : Si $a = \frac{L_x}{L_y} \geq 0.4$ La dalle portante suivant deux directions

2^{eme} cas : Si $a = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$ La dalle se calcule comme une poutre continue dans les sens de la petite portée pour notre cas on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand)

Les moments sont données par :

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x \times 2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0.85 \times M_0 \text{ panneau de rive}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 \text{ Panneau intermédiaire}$$

Moment sur appuis :

$$M_a = 0.40 \times M_0 \text{ appui de rive}$$

$$M_a = 0.50 \times M_0 \text{ appui intermédiaire}$$

$$a = \frac{L_x}{L_y} = 0.898 > 0.4$$

La dalle porte dans deux sens

calcul du ferrailage :

$$L'effort \text{ a L'ELU : } V=0$$

$$a = 0.898 > 0.4$$

$$\mu_x = 0.0456$$

$$\mu_y = 0.7834$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} \alpha = 0,90 \\ v = 0 \text{ (E.L.U)} \end{cases} \Rightarrow$$

$$M_{ox} = 7.172 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = 5.618 \text{ t.m}$$

Les valeurs des moments en travée et sur appuis sont :

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 5.38 \text{ t.m}$$

$$M_{ax} = 0,50M_{ox} = 3.586 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{ox} = 4.213 \text{ t.m}$$

$$M_{ay} = 0,50M_{ox} = 2.809 \text{ t.m}$$

$$H_{rad}=35\text{cm}; \text{ débord } =50 \text{ cm} : H_{(\text{libag})}=50\text{cm}$$

Ferrailage :

Sens x :

En travée :

$$M_{tx} = 5.38 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm};$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,0607 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0.9687$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 6.384 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte : 6T12/ml=6.79cm² avec un espacement de 20 cm²

Sur appuis :

$$M_{ax} = 3.586 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,04049 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A'$$

$$\beta = 0,9793$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 4.208 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte : 6T10/ml=4.71cm² avec un espacement de 20

Sens-Y :

En travée :

$$M_{tx} = 4.213 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm};$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,0475 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0.9756$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 4.963 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte : 6T12/ml=6.79cm² avec un espacement de 20 cm

Sur appuis :

$$M_{ax} = 2.809 \text{ t.m}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,0317 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A'$$

$$\beta = 0,9838$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 3.281 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

On adopte : $6T10/ml=4.71cm^2$ avec un espacement de 20 cm

Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité :

$$St \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$St \leq 33 \text{ cm}$ condition vérifiée.

VII.8 Ferrailage des poutres de libage:

Le rapport $a=Lx/Ly$ pour tous les panneaux constituant Le RADIER donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

Sens longitudinale :

Détermination des chargements :

$$\text{Poids propre } Pp = \gamma \times h \times b = 0.9375 \text{ t/m}$$

$$Q = 12.48 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Calcul de } q \text{ u : } qu = Q - Pp = 11.542 \text{ t/ml}$$

Calcul de Q: c'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx1^2}{3Ly1^2} \right) \cdot Lx1 + \left(1 - \frac{Lx2^2}{3Ly1^2} \right) \cdot Lx2 \right] = 29.94 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q'L^2}{8} = 58.390 \text{ t/m}$$

Avec:

$$Lx1 = Lx2 = 3.55 \text{ m}$$

$$Ly1 = 3.95 \text{ m}$$

$$Q = 11.542 \text{ t/ml}$$

Calcul du ferrailage:

En travée:

$$Mt = 43.792 \text{ t.m;}$$

$$\mu = \frac{Mt_x}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,1356 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0.9268$$

$$As = \frac{Mt_x}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 20.115 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{On adopte : } \left\{ \begin{array}{l} \text{1er lit : } 4T16 \\ \text{2eme lit : } 4T16 \\ \text{3 eme lit : } 4T14 \end{array} \right\} = A = 22.24 \text{ cm}^2/\text{m.l}$$

Sur appuis :

intermédiaire :

$$M_a = 29.195 \text{ t.m;}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,0904 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A'$$

$$\beta = 0,9526$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 13.047 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : 4T14 (filante) +4T16 (chapeau)=14.20 cm²/ml

rive :

$$M_a = 20.436 \text{ t.m;}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,0633 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A'$$

$$\beta = 0,9673$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 8.993 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : 4T12 (filante) +4T12 (chapeau)=09.04cm²/ml

Sens Transversale :

Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$Q' = \frac{2}{3} \times q \times L_{x1} = 27.316 \text{ t/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = 43.029 \text{ t.m}$$

Calcul du ferrailage:

En travée:

$$M_t = 32.271 \text{ t.m;}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,0999 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\beta = 0.9472$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 14.503 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : $\left\{ \begin{array}{l} 1er \text{ lit} : 4T14 \\ 2eme \text{ lit} : 4T14 \\ 3eme \text{ lit} : 4T12 \end{array} \right\} = A=16.84 \text{ cm}^2/\text{m.l}$

Sur appuis :**Intermédiaire :**

$$M_a = 21.514 \text{ t.m;}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,06664 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A'$$

$$\beta = 0,9654$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 9,487 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : 4T16 (filante) +2T12 (chapeau)=10.30 cm²/ml

rive:

$$M_a = 15.0601 \text{ t.m;}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2 \cdot \sigma_{bc}} = 0,04665 < \mu_e = 0,392 \rightarrow A'$$

$$\beta = 0,9762$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 6,5675 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On adopte : 2T16 (filante) +2T16 (chapeau)=08.40cm²/ml

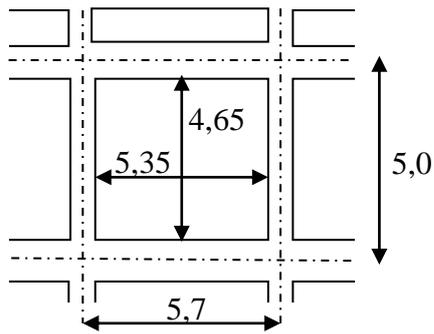
VII.9 Les armatures de peau :

Selon le BAEL91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0.1f_e) = 80 \text{ cm}$

Dans notre cas $h_a = 75 \text{ cm}$ (non vérifiée) donc notre poutre est d'une hauteur normal dans ce cas, il est nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre ((armatures de peau)

Elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi pour ces armatures les barres a haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

$$(h \times b_0) = (0.75 \times 0.50) \text{ m}^2$$



Figures VII. 2 : Schéma du panneau le plus défavorable

Sens longitudinal X :

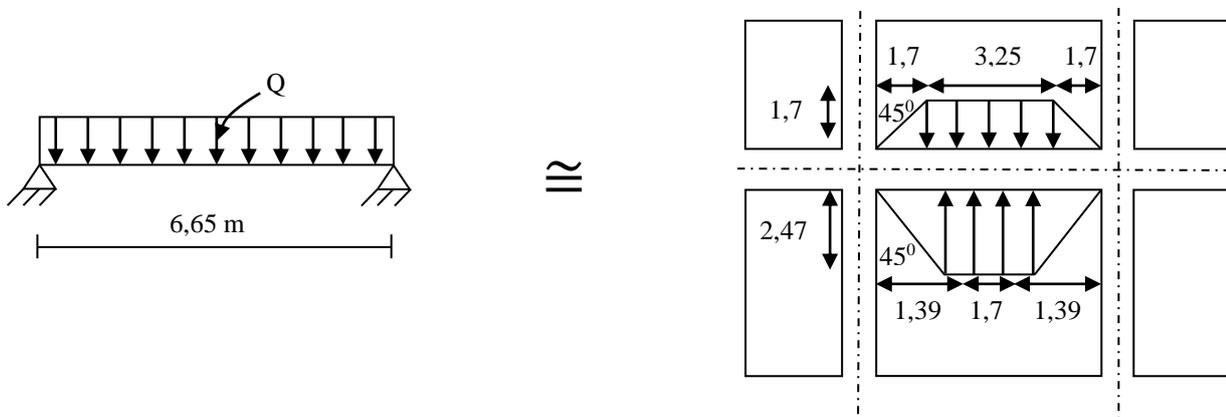


Figure VII.3 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes

Sens transversal Y :

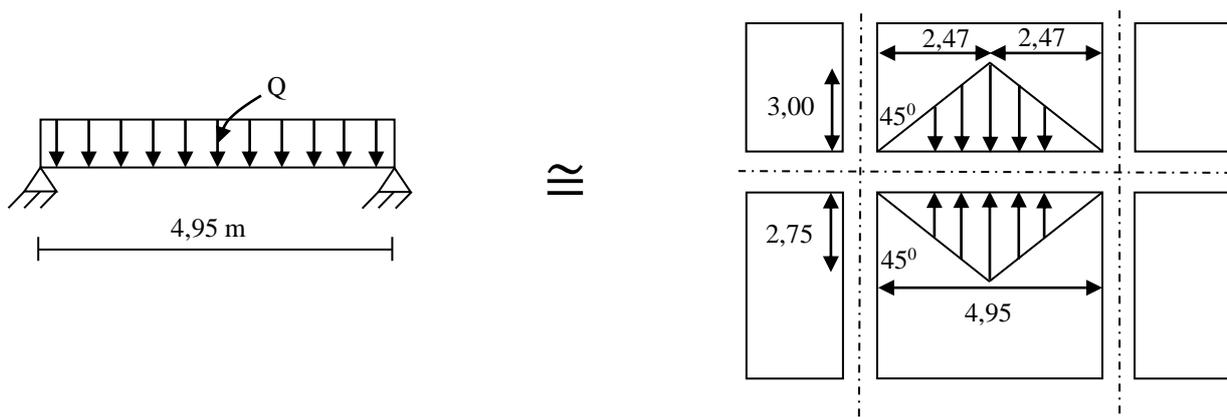


Figure VII.4 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes

Figure : Ferrailage de Radier dans le sens YY

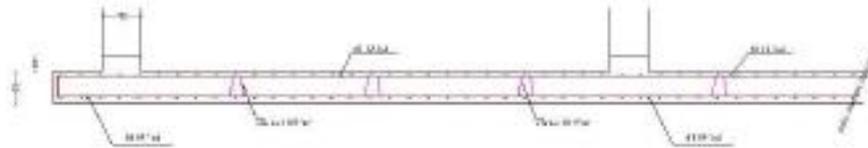


Figure : Ferrailage de Radier dans le sens XX

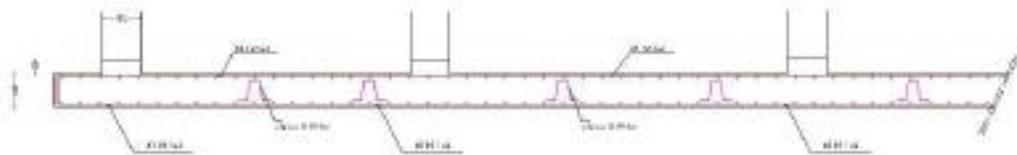


Figure VII.5 : Dessin de ferrailage de la poutre de libages

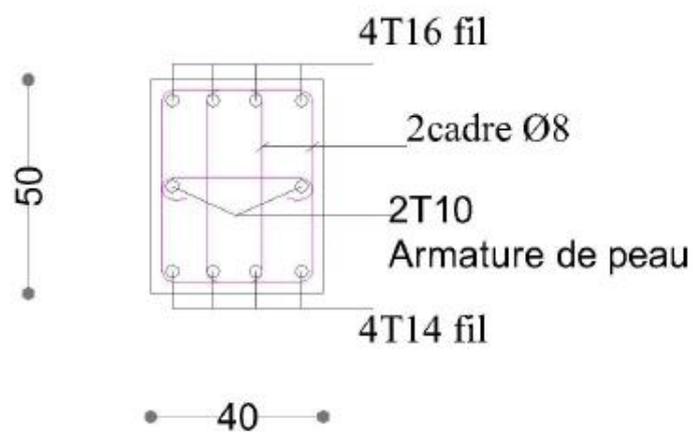
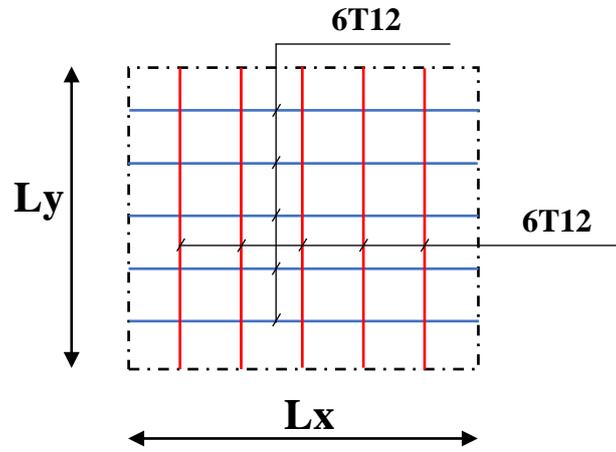


Figure VII.6 : Dessin de ferrailage de du poutre de libage coupe transvrsale



Figures VII.7 : Disposition des armatures dans le radier par mètre linéaire

Conclusion générale

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'un ingénieur, vu que c'est la meilleure occasion pour l'étudiant d'apprendre, de mettre en évidence et surtout d'améliorer les connaissances acquises durant le cursus universitaire.

Ce travail nous a permis de voir en détails l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment ainsi que le choix de ses éléments résistants ou secondaire.

Pour offrir une meilleure résistance aux séismes, les ouvrages doivent de préférence avoir d'une part des formes simples, d'autre part une distribution aussi régulière que possible des masses et des rigidités tant en plan qu'en élévation.

Le but recherché est d'assurer la meilleure répartition possible des sollicitations à travers la structure de façon à faire participer tous les éléments à l'absorption et à la dissipation de l'énergie développée par l'action sismique.

L'étude de la réponse sismique particulièrement la recherche du comportement dynamique nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- 1/-la disposition des voiles joue un rôle très important dans le comportement dynamique des structure en béton armé.
- 2/-la vérification de l'effort normal réduit nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.
- 3/-la vérification des moments résistants au niveau des nœuds tant à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- 4/-la stabilité de la structure est d'assurer avec la vérification des déplacements horizontaux entre étage ainsi que l'effet p-
- 5/-le choix d'un bon site sur bon sol avec des fondations adaptées tout en respectant les mesures de prévention imposées et celles recommandées permettra de limiter les dommages en cas de secousse.

- Le radier est le type de fondation choisi
- L'utilisation du logiciel (ETABS) dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et séismique dans le but de faciliter les calculs d'avoir une meilleure approche de la réalité .

Enfin l'étude de ce projet nous a permis d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà.

Bibliographiques

Bibliographiques

 *Calcul des Ouvrages en béton armé -M.BELAZOUGUI- *office des publications universitaires 1991;*

 *Cours de béton armé BAEL91-Jean- pierre MOUGIN- *EYROLLES 1992*;*

 *Pratiques du BAEL91-Jean PERCHAT et Jean ROUX- *3^{eme} édition 99*;*

 *D.T.R.B.C-2.48 Règles parasismiques algériennes « RPA99 » ;*

 *Règles Parasismiques Algériennes **RPA 99***

 *D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation ;*

 *Cours béton armé –master 1-*

 *Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93.***

Les mémoires de fin d'étude :

 *Etude d'une tour (R+10) en béton a usage d'habitation Taiaret.*

 *Etude d'une tour (R+9) en béton à usage d'habitation, Taiaret.*

Outils informatiques

➤ *Logiciel AUTOCAD*

➤ *Logiciel ETABS*

➤ *Logiciel Word*

➤ *Logiciel EXCEL*
