

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN TIARET
FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire De Fin D'études



Pour L'obtention Du Diplôme De Master

Domaine : Sciences et Technologie

Spécialité : Génie civil

Option : Structures

Présenté par :

➤ **HIBA MOHAMED AMINE**

➤ **DIARRA SOUMAILA**

Sujet du mémoire

Etude un Bâtiment R+7 à usage multiple situé à Tiaret

Soutenu publiquement le 22/06/2025 devant le jury composé de

Mr. ZIDOUR Mohamed

Président

Mr. HASSAINE DAOUDJI Tahar

Encadreur

Mr. SAOULA Abdelkader

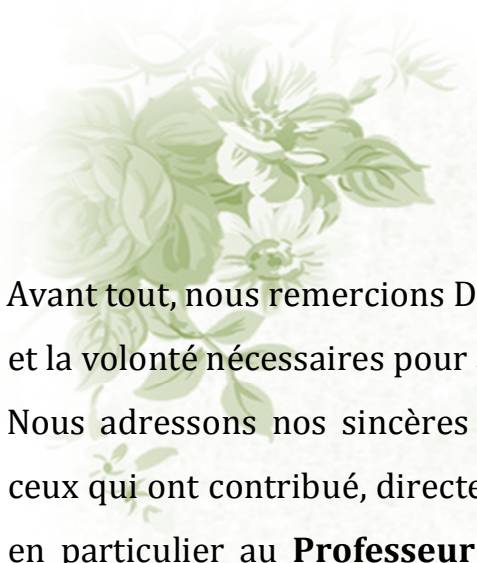
Examineur

Mr. BENSATTALAH Tayeb

Examineur

PROMOTION : 2024/2025





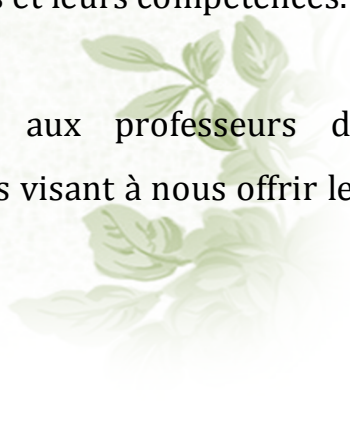
*R*emerciement

Avant tout, nous remercions Dieu Tout-Puissant de nous avoir accordé le courage et la volonté nécessaires pour atteindre notre objectif.

Nous adressons nos sincères remerciements et notre profonde gratitude à tous ceux qui ont contribué, directement ou indirectement, à la réalisation de ce projet, en particulier au **Professeur Serbah** pour ses conseils et son assistance. Nous adressons également nos sincères remerciements au **Professeur Hassaine Daouadji Tahar**, notre directeur de thèse, pour la qualité de son enseignement et de ses conseils, ainsi que pour son engagement au bon déroulement de notre projet de fin d'études et à la réussite de ce modeste projet. Nous remercions également **Mr Safa Lakhal**, du bureau d'Etude, pour ses efforts et sa contribution efficace à la préparation du mémoire de fin d'études. Nous remercions également mes camarades de classe pour leurs précieux commentaires, qui ont contribué à la réussite de ce projet.

Bien qu'il soit impossible de citer tous les noms, nous exprimons notre sincère gratitude à tous ceux qui ont contribué, directement ou indirectement, à la réalisation de ce mémoire de fin d'études par leurs conseils et leurs compétences.

Enfin, nous adressons nos sincères remerciements aux professeurs du département de génie civil pour leurs efforts considérables visant à nous offrir les meilleures conditions pour nos stages.



Résumé

Le présent mémoire porte sur l'étude d'un bâtiment collectif à usage multiple, implanté dans la wilaya de Tiaret, classée en zone sismique I selon le Règlement Parasismique Algérien RPA99/2003. Le bâtiment, de type bloc barre, est constitué d'un rez-de-chaussée et de sept étages (R+7). Il comprend un rez-de-chaussée à usage commercial, un premier étage à usage administratif, et six étages supérieurs destinés à l'habitation. Il est subdivisé en deux corps séparés par un joint de dilatation afin d'optimiser sa résistance aux effets sismiques et thermiques.

L'étude est structurée en plusieurs étapes :

- Tout d'abord nous allons commencer avec la description générale du projet avec une présentation de l'aspect considérable des éléments du bâtiment, le **pré dimensionnement** de la structure et enfin la descente des charges.
 - La seconde partie sera consacrée aux **éléments secondaires** (l'escalier, poutrelles, dalles pleines et l'escalier).
 - Ensuite viendra la partie consacrée au **ferraillage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, dalles pleines et l'acrotère)**.
 - Enfin nous allons nous pencher sur l'étude dynamique de la structure afin de déterminer les différents **sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique)** par le logiciel ETABS.
- Tout en tenant compte des recommandations du **BAEL91, et du RPA 99/2003**.

Abstract

This thesis concerns the study of a multi-purpose building located in the province of Tiaret, classified as seismic zone I according to the Algerian Seismic Regulation RPA99/2003. The building, a block-bar type, consists of a ground floor and seven upper floors (R+7). It includes a ground floor for commercial use, a first floor for administrative use, and six upper floors intended for residential use. It is subdivided into two sections separated by an expansion joint in order to optimize its resistance to seismic and thermal effects.

The study is structured in several stages:

- First, we will begin with a general description of the project, presenting the significant aspects of the building's elements, the pre-dimensioning of the structure, and finally the load reduction.
- The second part will be devoted to the secondary elements (staircase, beams, solid slabs, and staircase).
- Next, we will focus on the reinforcement of the various structural elements (columns, solid slabs, and the parapet).
- Finally, we will focus on the dynamic study of the structure to determine the various loads (dead loads, operating loads, and seismic loads) using ETABS software.

All while taking into account the recommendations of BAEL91 and RPA 99/2003.

ملخص

تتناول هذه الرسالة دراسة مبنى متعدد الاستخدامات يقع في ولاية تيارت، المصنف المنطقة الزلزالية الأولى وللائحة الزلازل الجزائرية. RPA99/2003 يتكون المبنى، وهو من نوع الكتل-القضبان، من طابق أرضي وسبعة طوابق علوية. (R+7) يشمل طابقاً أرضياً للاستخدام التجاري، وطابقاً أول للاستخدام الإداري، وستة طوابق علوية مخصصة ضمن للاستخدام السكني. ينقسم المبنى إلى قسمين منفصلين بمفصل تمدد لتحسين مقاومته للتأثيرات الزلزالية والحرارية.

تنقسم الدراسة إلى عدة مراحل:

- نبذاً أولاً بوصف عام للمشروع، ونستعرض أهم عناصر المبنى، وتحديد أبعاده الأولية، وأخيراً تخفيف الأحمال.

- الجزء الثاني سيخصص للعناصر الثانوية (الدرج، العوارض، البلاطات المصمتة، والدرج). سنركز بعد ذلك على تسليح العناصر الإنشائية المختلفة (الأعمدة، والبلاطات الصلبة، والحاجز). وأخيراً، سنركز على الدراسة الديناميكية للهيكل لتحديد الأحمال المختلفة (الأحمال الميتة، والأحمال التشغيلية، والأحمال الزلزالية) باستخدام برنامج ETABS مع مراعاة توصيات BAEL91

Table de matière

Remerciement	
Dédicace	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des notations	

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction :	2
I.2: Présentation de l'ouvrage.....	2
I.2.1: Caractéristique géométrique.....	2
I.2.2 Ossature et système constructif adopté :	9
I.3) Caractéristiques mécaniques des matériaux :	10
I.3.1) Résistances mécaniques du béton :	11
I.3.2) Déformation et contraintes de calcul :	13
I.3.3) Contrainte admissible de cisaillement :	16
I.3.1) Modules de déformation longitudinale du béton :	16
I.3.2) Module de déformation Transversale :	16
I.3) Les Aciers :	17
I.3.1) Diagramme déformation-Contrainte :	17
I.4.2) Contraintes limites de traction des armatures :	18
1.5) Hypothèse de calcul :	19
1.5.1) E.L.U.R :	19
I.5.1.1) Hypothèses de calcul :	19
I.5.2.) E.L.S :	20
I.5.2.1) Hypothèses de calcul :	21
I.5.2.2) Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :	21

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1: Introduction	24
II.2: Pré dimensionnement des planchers des planchers	24
II.2.1) Détermination de l'épaisseur des planchers :	24
II.2.2- Evaluation des charges et des surcharges :	25

II.3) Loi de Dégression de la surcharge d'exploitation :	29
II.4-Pré dimensionnement des poutres :	30
II.4.1) Poutres principales :	30
II.4.2) Poutres secondaires :	31
II.5) Pré dimensionnement des poteaux	31
II.5.1) La surface afférente du poteau :	31
II.6) Pré dimensionnement des voiles	34
II.7) Choix de la sections des poteaux (Rive, Angle, centrale) :	35

Chapitre III : Etudes des planchers

III: Introduction	37
III.1: Calcul des planchers en corps creux	37
III.1.1) Pré dimensionnement des poutrelles :	37
III.1.2.. Méthodes de calcul des poutrelles	38
III.1.3.Méthode forfaitaire :	38
III.1.4-Méthode des trois moments :	42
III.1.4.1.- Calcul des poutrelles des planchers des étages courants :	44
III.1.4.2-Les types des poutrelles :	46
III.1.5-Calcul des sollicitations	46

Chapitre IV: Etudes des éléments non structuraux

IV.1- Acrotère:	68
IV.1.1- Introduction:	68
IV.1.2- Dimensions:	68
IV.1.3. Calcul du ferrailage	69
IV.1.4-Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée	69
IV.1.5-Calcul du ferrailage (E.L.U.) :	69
IV.1.5.1-Vérification de l'existence des armatures comprimée :	69
IV.1.5.2-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :	70
IV.1.6-Vérification des contraintes (E.L.S.) :	70
IV.2-Balcons :	73
IV.2.1 Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :	74
IV.2.2 Vérification des contraintes à l'E.L.S :	75
IV.2.3 : Vérification de la flèche :	75
IV.3 La cage d'ascenseur :	76

III.3.1. Etude de l'ascenseur :	77
IV.3.2.Calcul de la charge total qu :	79
IV.3.2.1 Vérification de la dalle au poinçonnement :	81
IV.3.2.2. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :	81
IV.3.2.3. Distances des rectangles :	82
III.3.2.4. Les moments dus aux charges concentrées.....	83
III.3.3. Calcul du ferrailage de la dalle.....	84
IV.4. Escaliers :	90
IV.4.1. Introduction :	90

Chapitre V : Etude sismique

V.1: Introduction.....	53
V.1-Généralités sur les séismes :	98
V.2 Introduction :	98
V.3 Calcul sismique :	98
V.3.1-Analyse statique équivalente :	98
V.3.2-Analyse Modale Spectrale :	99
V.3.3-Méthode du calcul :	99
V.4. Conditions à vérifier :	99
V.5 Méthode d'analyse modale spectrale:.....	100
V.5.1. Principe de la méthode :	100
V.6. Méthode statique équivalente :	101
V.6.1. Conditions d'application de la méthode (RPA99/2003 art 4.1.2) :	101
V.6.2. Principe de la méthode (RPA99/4.2.1) :	105
V.6.3) Poids total de la structure:.....	110
V.6.4) Vérification de la période fondamentale:.....	116

Chapitre VI : Etude des portiques

VI.1: Introduction.....	118
VI.2. Ferrailage des poutres :	118
VI.2.1: Méthode de calcul:.....	118
VI.2.1-les armatures longitudinales :	119
VI.2.1.1- Sens longitudinal : « poutre principale (30x40) cm ² » :	119
VI.3) Ferrailage des poteaux :	132

Chapitre VII :Ferrailage des voiles

VII.1. Introduction :	138
VII.2. Le système de contreventement :	138
VII.2.1- Armatures verticales :	140
VII.2.2- Armatures horizontales :	140
VII.2.3-Armatures transversales :	140
VIII. 3- ferrailage des voiles :	140
VII.3.1-Exemple de calcul :	140

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

VIII.1 Introduction :	145
VIII.2-Définition :	145
VIII.3- Calcul du radier :	147
VIII.4. Vérification de l'espacement :	152
VIII.5-Ferrailage des poutres de libages :	152
VIII.7) Armatures transversales :	155
VIII.6) Contrainte de cisaillement :	155
Conclusion	158
Références	159

Liste des figures

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Figure I.1 : corp 01	3
Figure I.2 : corp 02	4
Figure I.3 : Façade principale de bâtiment.....	5
Figure I.4 : Coupe A-A	6
Figure I.5 : Plan de Rez des chaussées.....	6
Figure I.6 : Plan du 1er étage	7
Figure I.7 : Plan du 1er au 7ème étage.....	8
Figure I.8 : Diagramme des contraintes	14
Figure I.9 : Diagramme parabole – Rectangle.....	14
Figure I.10 : Diagramme contrainte-déformation d'acier.....	15
Figure I.11 : Diagramme de déformation – Contraintes.....	18
Figure I.12 : Diagramme des déformations limitées de la section – Règles des trois pivots	20

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments

Figure II-1.Mur extérieur (double cloison).....	27
Figure II.2 : Coupe verticale du planchers dalle pleine	28
Figure II.3 : Surface du poteau le plus sollicité	31
Figure II.4: Le voile.....	35

Chapitre III :Etudes des planchers

Figure III.1 : Schéma d'un plancher à corps creux.....	37
Figure III.2 : Schéma explicatifs	40
Figure III.3 : Schéma explicatif.....	42
Figure III.4 : Schéma explicatif.....	43
Figure III.5: Les 03 types des poutrelles.....	47
Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissants [KN.m] Type 01.....	53
Figure III.7. : Diagramme des efforts tranchants [KN] Type 01 Type 02 :	53
Figure III.8.: Diagramme des moments fléchissants [KN.m) Type 02 :	53

Figure. III.9. : Diagramme des moments fléchissants [KN.m] Type 02 : Type 03 :	54
Figure. III.10. Diagramme des moments fléchissants [KN.m] Type 03 :	54
Figure. III.11 Diagramme des efforts tranchants [KN] Type 03 :	54
Figure III-12. Effort tranchant par la méthode des triangles semblables.....	62
Figure III-13. Schéma de la bielle d'about.....	62

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Figure IV.1: de l'acrotère.....	68
Figure IV.2: ferrailage de l'acrotère	72
Figure IV.3: Coupe A-A	73
Figure. IV.4: Schéma d'un ascenseur	77
Figure IV.5: Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur	81
Figure IV.6: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle	81
Figure IV.7: Dessin montrant la concentration des charges.....	82
Figure IV.8: Moments de la dalle.....	83
Figure IV.9: Escaliers	90
Figure IV.10. schéma ferrailage d'escalier :	92
Figure IV.11. La disposition de ferrailage de paillasse d'un escalier hélicoïdale.....	95

Chapitre V : Etude sismique

Figure V.1 : Spectre de réponse.....	101
Figure V.2 : Limites des décrochements en plan Régularité en élévation.....	102
Figure V.3 : Figure : V.3: Limites des décrochements en élévation.....	42

Chapitre VII : Ferrailage des voiles

Figure VII.1 : Disposition ferrailage du voiles	143
Figure VII.2: Disposition des armatures transversales dans les voiles.....	143

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure .VIII:1-Radier généra.....	147
Figure VIII.2: Schéma du panneau le plus défavorable.....	151
Figure VIII.3: Répartition des charges sur les poutres selon.....	152

Figure VIII. 4: Répartition des charges sur les poutres selon.....	153
Figures VIII.5 : Disposition des armatures dans le radier par mètre linéaire.....	156
Figures VIII.6: Ferrailage de la poutre de libage sans traversale.....	156

Liste des Tableaux

Chapitre I :Présentation de l'ouvrage

Tableau 1.1 : Hypothèses de calcul.....	20
---	----

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Charges et surcharge du plancher terrasse.....	25
Tableau II.2 : Charges et surcharge du plancher des étages courants	26
Tableau II.3 : Charges et surcharge du mur extérieure	27
Tableau II.4 : Descente Charges et de plancher terrasse	59
Tableau II.5 : Descente Charges et de plancher étage courant.....	60
Tableau II.6 : Dégression des charges d'exploitation	29
Tableau II.7 : Sections des poteaux, des poutres et épaisseur des voiles.....	34

Chapitres III : Etude des planchers

Tableau III.1 : Récapitulatif des résultats trouvés des poutrelles RDC+étage courant :.....	55
Tableau III.2 : Tableau III.2 Récapitulatif des résultats trouvés des poutrelles RDC+étage courant :	59
Tableau III.3 : Descente des charges du palier.....	65
Tableau III.4 : Poids mort de l'ascenseur.....	66
Tableau III.5 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles	67
Tableau III.6 : Ferrailage des éléments non-structuraux.....	68

Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

Tableau IV.1: Poids mort de l'ascenseur	79
Tableau IV.2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	83
Tableau IV.3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	87
Tableau IV.4 : Charges et surcharge du volée de l'escalier.....	93
Tableau IV.5 : charges et surcharge du palier de l'escalier.....	94

Chapitre V : Etude sismique

Tableau V.1 : Condition d'utilisation de la méthode statique.....	104
Tableau V.2 : Coefficient d'accélération de la zone RPA99	107
Tableau V. 3 : valeurs des pénalités P_q	107
Tableau V. 4 :: vérifications des déplacements latéraux inter-étage	109
Tableau V.5 : Facteur de participation massique.....	111
Tableau V.6: Nombre des modes a considérée:	112
Tableau V 7. : Justification Vis A Vis De l'effet $P-\Delta$ (sens x)	113
Tableau V.8: Justification Vis A Vis De l'effet $P-\Delta$ (sens y)	114

Notations et symbole

A : coefficient d'accélération de zone

A_l : section d'armature longitudinale

A_t : section d'armature de travée ou transversale

A' : section d'armature comprimée

B_r : section réduite du béton

D : coefficient d'amplification dynamique

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service

E_{ij} : module de déformation longitudinale instantanée

E_{iv} : module de déformation longitudinale différée

G : action permanente

H : hauteur

I : moment d'inertie

L : longueur

M : moment fléchissant

M_a : moment fléchissant en appui

M_e : moment fléchissant à gauche

M_j : moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

M_{ser} : moment fléchissant d'état limite de service

M_t : moment fléchissant de travée

M_u : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

N : effort normal

N_e : effort normal au centre de la section

N_{ser} : effort normal d'état limite de service

N_u : effort normal d'état limite ultime de résistance

P_p : poids propre

Q : Charge d'exploitation ; facteur de qualité

R : rayon ; coefficient de comportement de la structure

S : surface

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.

CHAPITRE I

Présentation de L'ouvrage

I.1) Introduction :

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix, à cause des dégâts qui peuvent lui occasionner les séismes et le vent. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure, sans perdre de vue de l'aspect économique du projet.

I.2 : Présentation de l'ouvrage :

La présente étude porte sur le calcul de résistance des éléments résistants d'un bâtiment en béton armé à usage multiple située à Tiaret, qui est classée en zone de faible sismicité (Zone I) d'après le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifié 2003). Notre bâtiment est de forme régulière en plan, il comporte :

- Un Rez-de-chaussée : (locaux privés).
- un premier étage : (Usage administratif)
- Du 2^{ème} au 7^{ème} étage à usage d'habitation avec logements par palier 2F4 et au 4F3

I.2.1 : Caractéristiques géométriques :

Donnée du site :

Le site est considéré comme ROCHEUX (S1).

Contrainte admissible de sol $\sigma_{sol} = 1,6 \text{ bars}$.

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

On sépare les **deux corp** par un joint de dilatation.

corp 01:

- **Hauteur totale:** $H = 25,33 \text{ m}$
-
- **Hauteur de l'étage Service :** $h = 3,40 \text{ m}$
- **Hauteur RDC:** $h = 3,40 \text{ m}$
- **Hauteur étage courant :** $h = 3,06 \text{ m}$
- **Largeur :** $L_{long} = 19,05 \text{ m}$
- **Longueur :** $L_{trans} = 25,46$

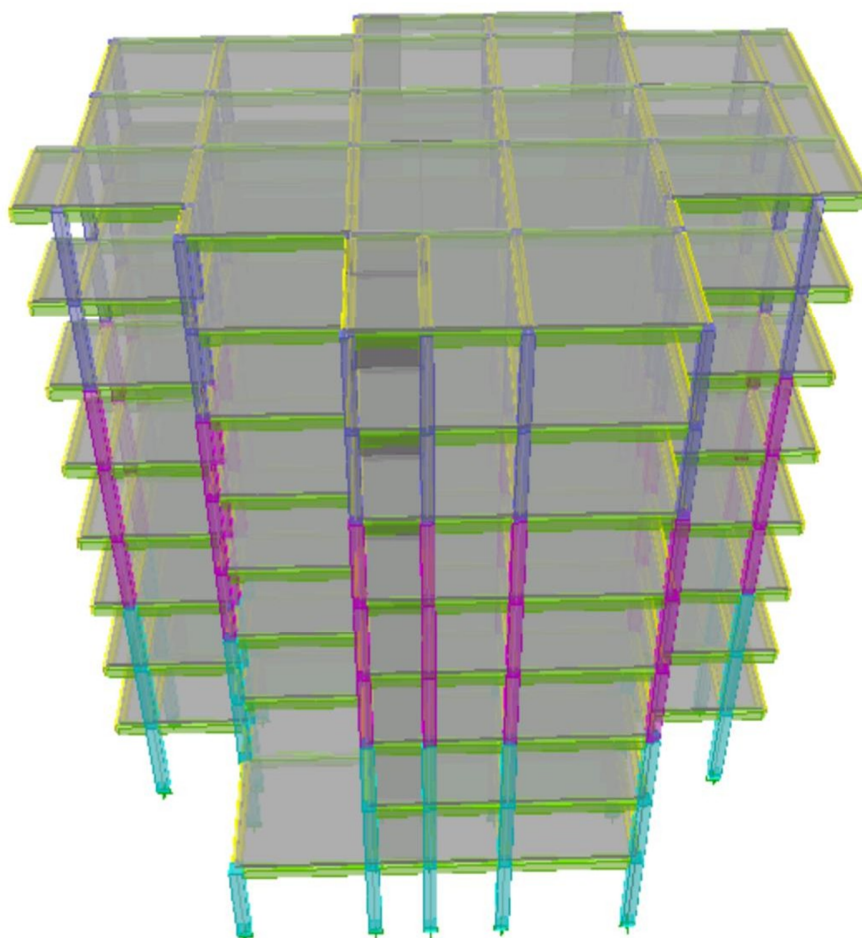


Figure-I-1: corp 01

corp 02:

- **Hauteur totale:** $H = 25.33 \text{ m}$
- **Hauteur des étages :** $h = 3,57$
- **Hauteur RDC :** $h = 3,40 \text{ m}$
- **Hauteur étage courant :** $h = 3,06 \text{ m}$
- **Largeur :** $L_{\text{long}} = 14,35 \text{ m}$

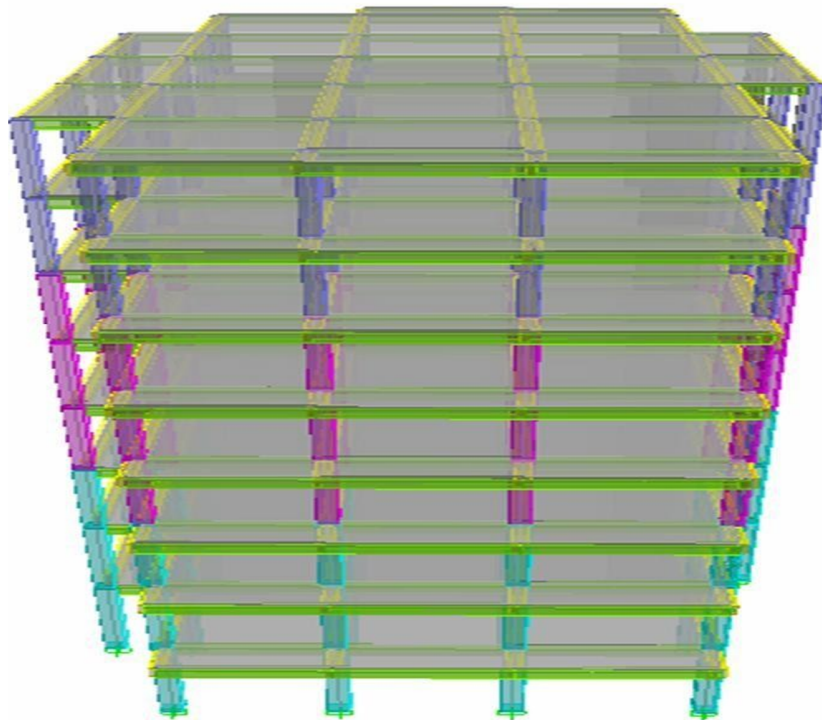


Figure-I-2: corp 02

Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtimentH = 25,33 m
- Hauteur des étages.....h = 3,57 m
- H auteur du RDC...h = 3,40 m
- Hauteur d'étage courant..... h = 3,06 m
- Dimensions en plans :
- Longueur totale.....Llong = 34,4m
- Largeur totale.....L trans= 22,92 m



Figure-I-3- Façade principale de bâtiment



Figure I.4 : Coupe A-A

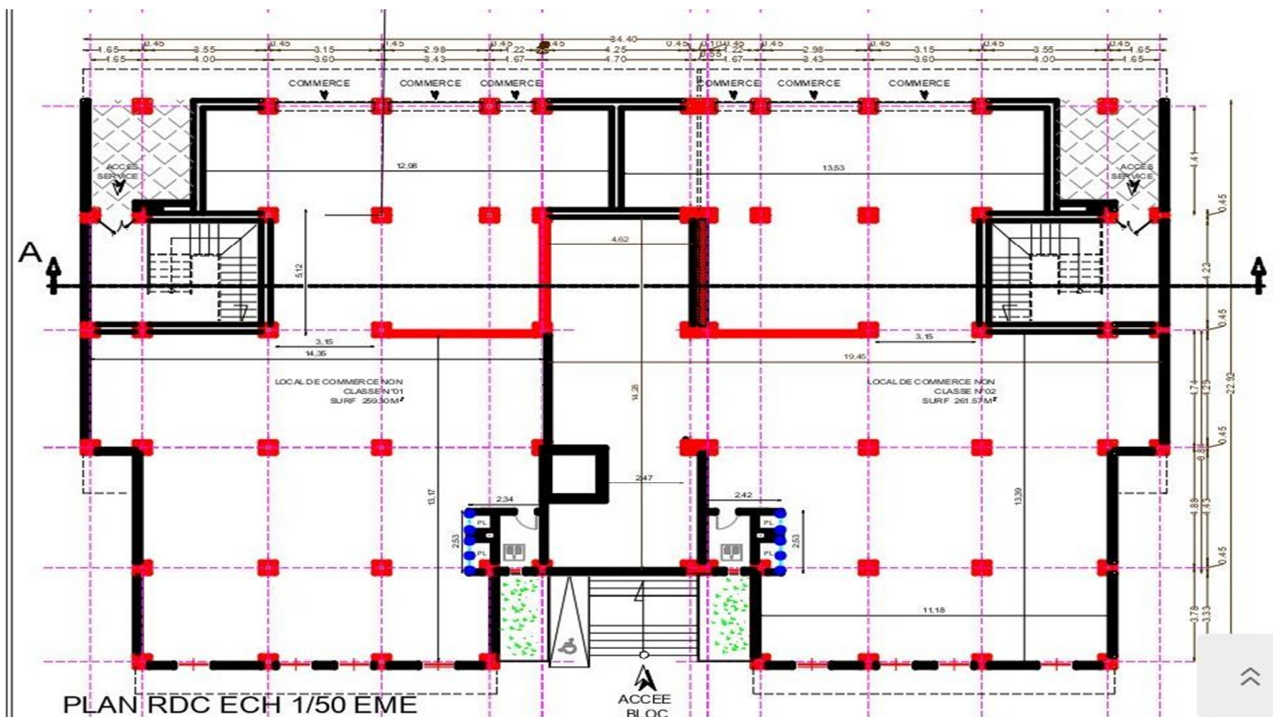


Figure I.5 : Plan de Rez des chaussées



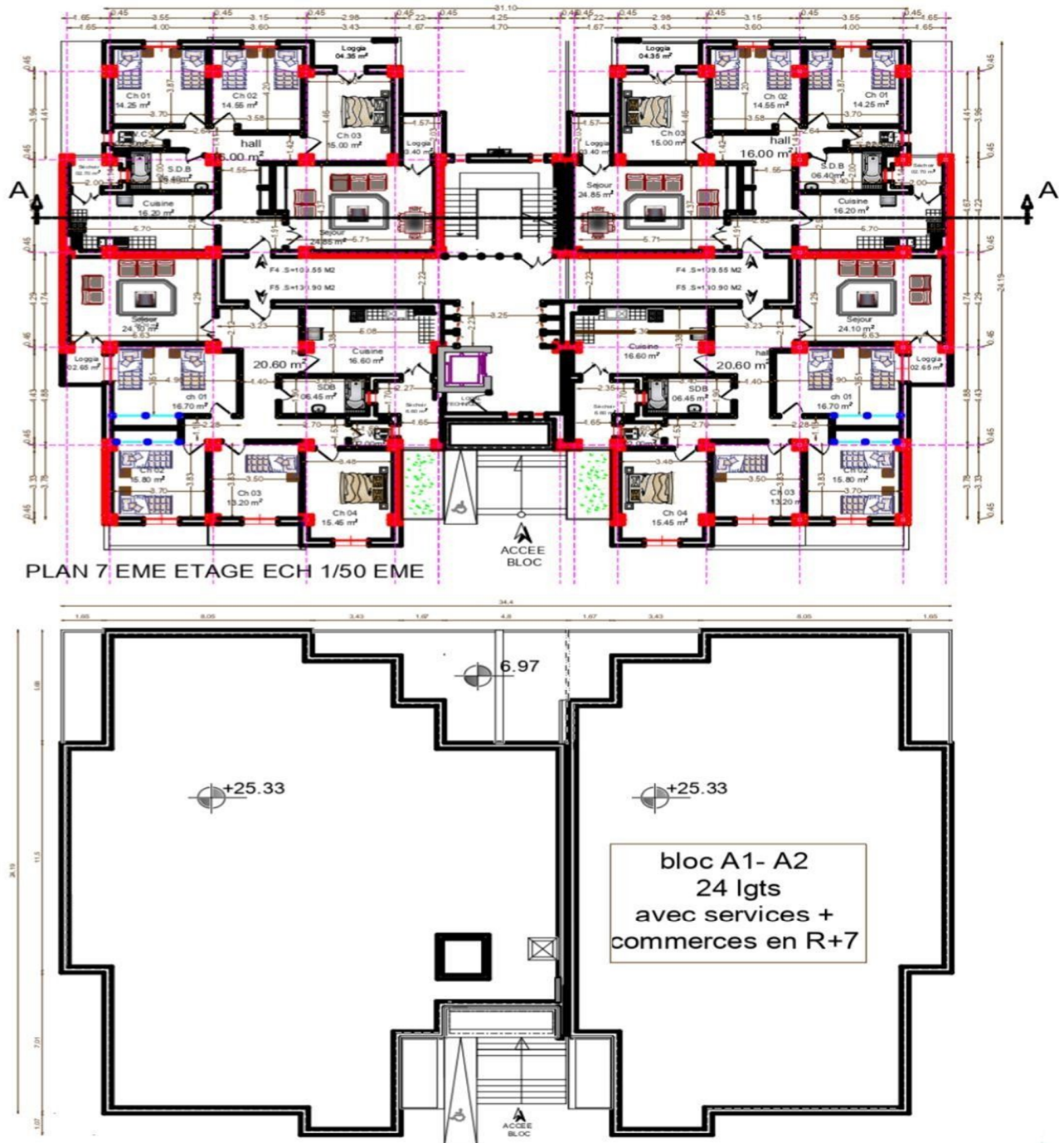


Figure I.7 : Plan du 1er au 7ème étage

I.2.2 : Ossature et système constructif adopté :**1) Ossature :**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

2) Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

2.a) Plancher corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton ou bétonné sur place espacées de 60 cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé épaisseur de 4 cm.

2.b) Plancher dalle pleine :

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le cout nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

3) Les escaliers :

Ce sont des éléments non-structuraux, qui servent à relier les niveaux successifs et faciliter le déplacement entre les étages nous avons pris un seul type d'escalier pour notre structure, c'est un escalier à trois volées et deux paliers entre étage (Départ, repos, arrivé).

4) Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de briques de 15 m et de 10 m d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm, quant aux cloisons de séparation, elles sont réalisées en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.

5) Cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il se constitue principalement de la cabine et de sa machinerie, elles sont confinées dans un noyau ouvert nommé cage d'ascenseur.

6) Revêtement :

Enduit en plâtre pour les plafonds, enduit en ciment pour les locaux humides (WC, S.D.B. et cuisine) ainsi qu'aux murs extérieurs et intérieurs, un revêtement en carrelage pour les planchers et une étanchéité multicouche (pour l'imperméabilité et isolation thermique) sur le plancher terrasse.

7) Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

8) Isolation thermique :

Il est assuré par les couches d'isolant (polystyrène) pour les planchers terrasse ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

9) Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I.3) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le RPA 99/2003.

a) Ciment :

Le ciment joue le rôle d'un liant. Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b) Granulats :

Les granulas comprennent les sables et les pierrailles :

b.1) Sables :

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches. La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm.

b.2) Graviers :

Elles sont constituées par des grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5mm et 25mm à 30mm. Elles doivent être dures, propres et non gélives. Elles peuvent être extraites du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenues par concassage de roches dures (matériaux concassés).

b.3) Eau de gâchage :

Met en réaction le ciment en provoquant son hydratation, elle doit être propre et dépourvue de tous produits pouvant nuire caractéristique mécanique du béton.

C.) Dosage de béton :

Le béton armé utilisé dans la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des structures (B.A.E.L.91 et R.P.A99).

La composition d'un mètre cube (m^3) de béton courant est comme suit :

- 350 Kg.....de ciment CPJ42.5.
- 400 L..... de sable.
- 800 L..... de gravillons.
- 175 L..... d'eau de gâchage.

I.3.1) Résistances mécaniques du béton :**• Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} , à jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/ m^3 de ciment CPA325, la caractéristique en compression à jours est estimée à 25MPa ($f_{c28}=25\text{Mpa}$).

- **Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{Mpa}$:**

$$\{f_{c28} = \frac{j}{4+0,83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$

$$\{f_{cj} = 1,1 f_{c28} \text{ si } j > 60 \text{ jours}$$

- **Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ Mpa}$:**

$$\{f_{cj} = \frac{j}{1,40+0,95j} f_{c28} \text{ si } j > 28 \text{ jours}$$

$$\{f_{cj} = f_{c28} \text{ si } j > 28 \text{ jour}$$

• La résistance à la traction :

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

$$\{f_{c28} = 0,6+0,06f_{c28} \text{ si } f_{c28} < 60 \text{ Mpa}$$

$$f_{cj} = \frac{0.275 \cdot f_{c28}}{3} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ Mpa}$$

Donc pour : $f_{cj} = 25 \text{ Mpa}$; $f_{tj} = 2,1 \text{ Mpa}$

• **Définition des états limites :**

Contrainte limite :

État limite ultime (ELU) :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1

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 des usagers.

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

Etat limite de service (ELS) :

C'est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue.

Le bâtiment doit vérifier les trois critères suivants :

- Compression du béton.
- L'ouverture des fissures.

- Déformation des éléments de la construction.

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

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

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

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

I.3.2) Déformation et contraintes de calcul :

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$\begin{aligned} E_{vj} &= 3700 (f_{cj}^{\frac{1}{3}}) & \text{si} & & f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.} \\ E_{vj} &= 4400 (f_{cj}^{\frac{1}{3}}) & \text{si} & & f_{c28} > 60 \text{ Mpa sans fumée de silice} \\ \{E_{vj} &= 6100 (f_{cj}^{\frac{1}{3}}) & \text{si} & & f_{c28} > 60 \text{ Mpa avec fumée de silice} \end{aligned}$$

Coefficients de poisson :

: Le coefficient de poisson sera pris égal à :

$\nu = 0$ pour un calcul des sollicitations à l'Etat Limite Ultime (ELU).

$\nu = 0,2$ pour un calcul de déformations à l'Etat Limite Service (ELS).

Acier

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

Contrainte limite :

Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte- déformation

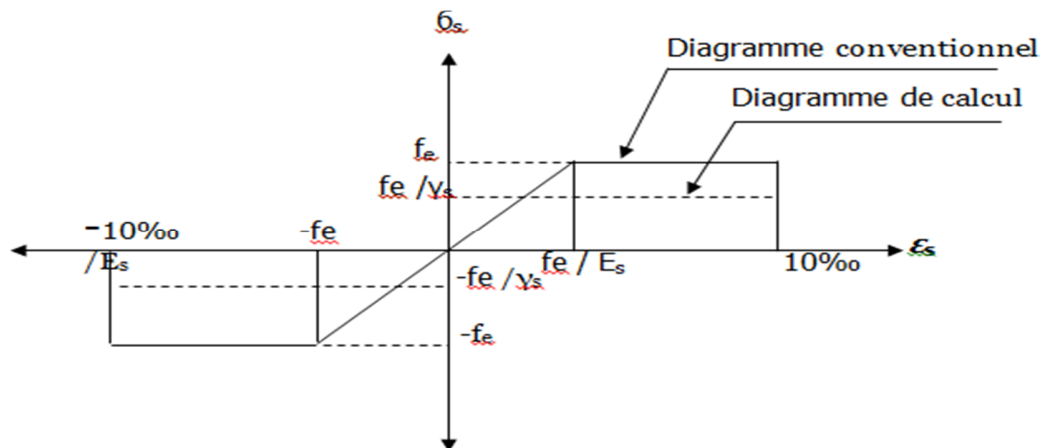


Figure 1.8 : Diagramme des contraintes

- **Etat limite de résistance :**

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

- **Diagramme parabole - rectangle :**

C'est un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

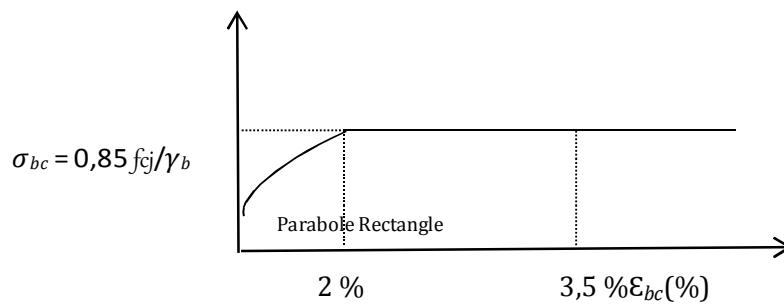


Figure I.9 : Diagramme parabole – Rectangle

La contrainte du béton comprimé :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ Mpa ; Pour le cas générale}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ Mpa ; Pour le cas des combinaisons accidentelles.}$$

Avec :P

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

σ_{bc} : Contrainte de calcul pour $2 \% < \epsilon_{bc} < 3,5 \%$;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à "j" jours ;

γ_s : Coefficient de sécurité avec ;

γ_b : 1,50 ; Cas générale ;

γ_s : 1,15 ; Cas des combinaisons accidentelles.

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

• Etat limite de service :

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

• Diagramme rectangulaire :

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

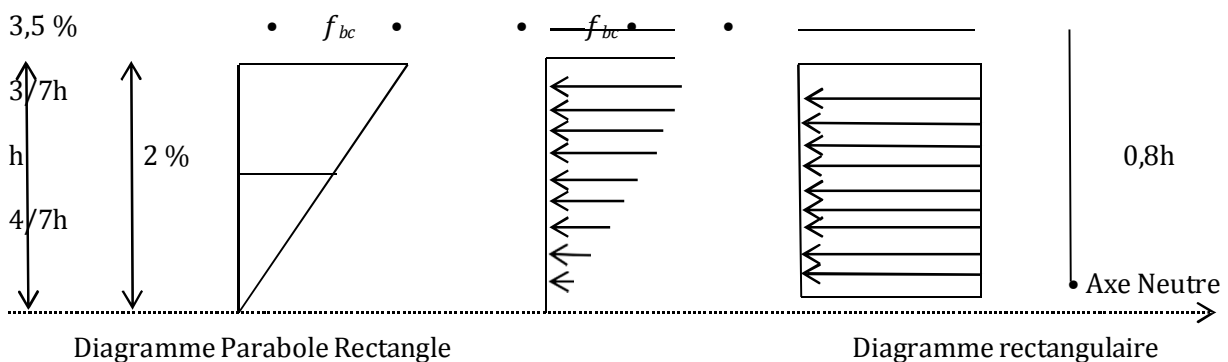


Figure I.10 : Diagramme contrainte-déformation d'acier

I.3.3) Contrainte admissible de cisaillement :

$$\{\tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times f_{ci}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable ;}$$

$$\{\tau_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{ci}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) ; \text{ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

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

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

Avec :

b_0 : Largeur de la pièce

d : hauteur utile

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,34 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 3,34 \text{ MPa} ; \text{ Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,50} \right) ; 4 \text{ MPa}$$

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

I.3.4) Modules de déformation longitudinale du béton :

- **Module de déformation instantanée :**

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

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{cj}} = 11000^3 \sqrt{25} = 32164,19 \text{ MPa.}$$

- **Module de déformation différée :**

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

I.3.5) Module de déformation Transversale :

- **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière qu'il soit perpendiculaire à la direction de l'effort appliqué. La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

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

Où : ν est le coefficient de poisson

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U) $\rightarrow G = 16082,1$

$\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S) $\rightarrow G = 13401,75$

I.4) Les Aciers :

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

- Ronds lisses bruts obtenue par laminage ;
- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;
- Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid ;

Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal ($\varnothing$). 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 KN/m³ et son module d'élasticité longitudinale est de : 200000 MPa.

I.4.1) Diagramme déformation-Contrainte :

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

Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$$\sigma_s = \frac{f_{\text{el}}}{\gamma_s}$$

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

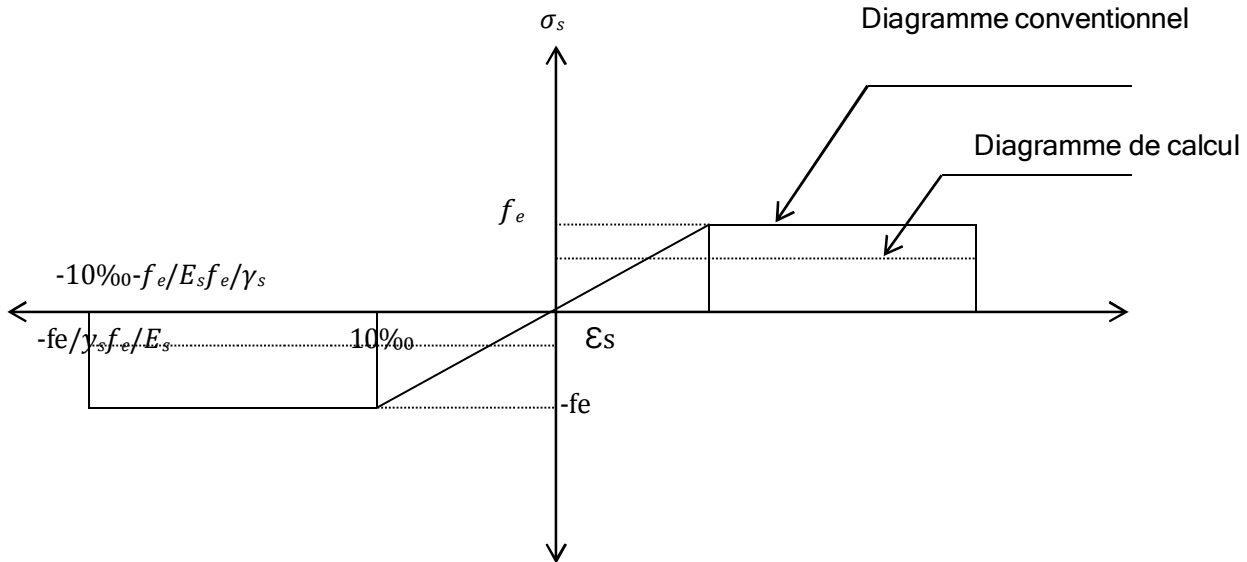


Figure I.11 : Diagramme de déformation – Contraintes.

I.4.2) Contraintes limites de traction des armatures :

$\sigma_{st} \leq f_e$ (Pas de limitation) : Fissuration peu préjudiciable.

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e\right); 110 \times \sqrt{\eta \times \frac{f_e}{t_j}} \text{ MPa} \quad \left. \vphantom{\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} f_e\right); 110 \times \sqrt{\eta \times \frac{f_e}{t_j}} \text{ MPa}} \right\} : \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times 400\right); 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}$$

$$\sigma_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{1}{2} f_e\right); 90 \times \sqrt{\eta \times \frac{f_e}{t_j}} \text{ MPa} \quad \left. \vphantom{\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{1}{2} f_e\right); 90 \times \sqrt{\eta \times \frac{f_e}{t_j}} \text{ MPa}} \right\} : \text{Fissuration très préjudiciable.}$$

$$\sigma_{st} \leq \min\left(\frac{1}{2} \times 400\right); 90 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}$$

η : Coefficient de fissuration ;

η : 1 ; Pour rond lisse ;

η : 1,6 ; Pour hautes adhérences avec $\Phi \geq 6\text{mm}$;

η : 1,3 ; Pour hautes adhérences avec $\Phi < 6\text{mm}$.

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

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

1.5) Hypothèse de calcul :

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- Etats limites ultimes de résistance E.L.U.R
- Etats limites de services E.L.S.

1.5.1) E.L.U.R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi RPA 99 (version 2003).

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

1.5.1.1) 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 à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité à :
- $\epsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰}$ en flexion composé ;
- $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression simple ;
- L'allongement de l'acier est limité à : $\epsilon_{bc} = 10 \text{ ‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
- Le béton en compression ;
- L'acier en traction et en compression.

I.5.1.2) Règles des trois pivots :

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

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

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

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A,B ou C appelés pivots.

Tableau I.1 : Les déformations limites du pivot

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

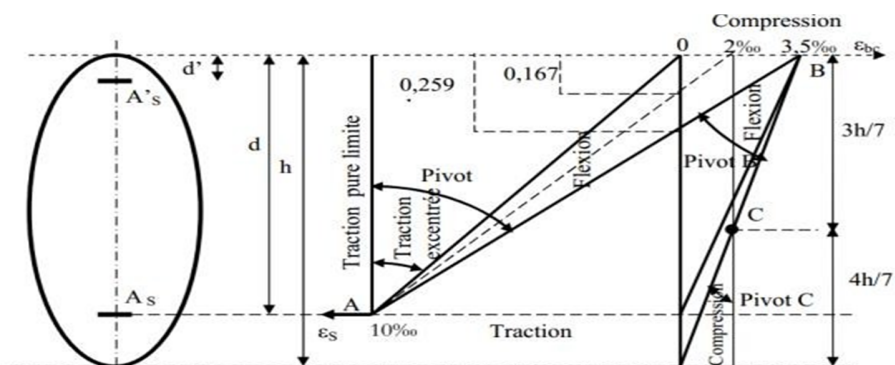


Figure I.12 : Diagramme des déformations limitées de la section – Règles des trois pivots

I.5.2.) E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

I.5.2.1) Hypothèses de calcul :

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

$\sigma_{bc} = E_{bc} \times \varepsilon_{bc}$; $\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s$; Avec:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L}$$

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

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

I.5.2.2) Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

- Etats limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

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

- Etat limite de service :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$G+Q$$

- RPA

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

→ Pour les poutres :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q \mp E \\ 0,8G \mp Q \end{array} \right.$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} G : \text{Charge permanente} \\ Q : \text{Charge d'exploitation} \\ E : \text{De séisme} \end{array} \right.$$

→ Pour les poteaux :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \mp 1,2E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right.$$
Les logiciels utilisés

- ETABS V 9.7: Pour la modélisation de la structure.
- AUTOCAD 2022.
- Applications (RPA, Fondations...)
- DTU ; Socotec (pour calculer les ferraillements des armatures)

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

II.1) Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (Les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

→ Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

→ Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le pré dimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles **B.A.E.L 91, CBA93** et **R.P.A 99 V2003**.

II.2) Prédimensionnement des planchers :

II.2.1) Détermination de l'épaisseur des planchers :

Les planchers sont des aires, généralement horizontal limitant les étages et supportant le revêtement des sols.

Comme notre construction est à usage multiple, on adopte plancher (corps creux).

❖ Planchers à corps creux :

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition soit vérifiée :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} ;$$

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \Rightarrow h_t \geq \frac{488-45}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 19,69$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur $h_t = 20 \text{ cm}$, soit un plancher (16+4) cm.

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} h_t: \text{Hauteur totale du plancher} \\ L : \text{Portée maximale de la poutrelle} \end{array} \right.$

II.2.2- Evaluation des charges et des surcharges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

a) **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau II.1: Charges et surcharge du plancher terrasse

N	Désignation des éléments	e (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Protection en gravillon roulé	0.04	20	0.80
2	Étanchéité multicouche	0.01	12	0.12
3	Forme de pente en béton léger	0.01	22	2.20
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
6	Plancher en corps creux + dalle de compression	16 + 4	2,75-2,85	2,80
7	Enduit en plâtre/ en ciment	0.02	10	0.2
G = 6,28 KN/m ²				
Q= 1 KN/m ²				

b) Plancher étages courants :

Tableau II.2 : Charges et surcharge du plancher des étages courants

N	Désignation des éléments	e (m)	Poids Volumique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de Sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux + dalle de compression	16+4	2,75 – 2,85	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	12	0.24
6	Cloison en briques creuses	0.10	9	0.90
G = 5,14 KN/m ²				
Q = 1,50 KN/m ² ; Q (Plancher) : 2,00 KN/m ²				

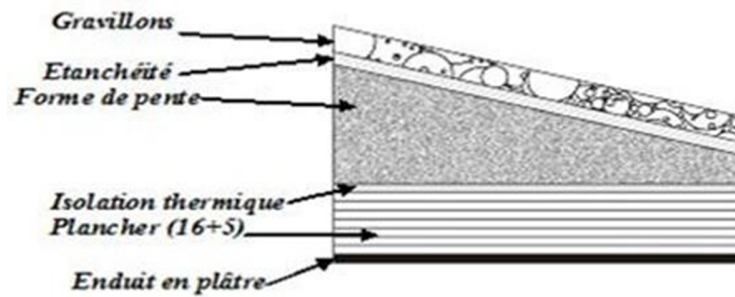


Figure II-1. Mur extérieur (double cloison)

Tableau II. 3 : Charges et surcharge du mur extérieure

N°	Désignations	Epaisseur(m)	Densité(kN/m ²)	Poids(kN/m ²)
1	Mortier de ciment extérieur	0.02	0.18	0.36
2	Paroi extérieure en briques creuses	0.15	8.66	1.30
3	Paroi intérieure en briques creuses	0.10	9	0.90
4	Enduit intérieur en plâtre	0.02	0.10	0.2
	$G_m = 2.76 \text{ kN/m}^2$			

Mur intérieur :

Enduit en ciment face 1 (e = 1,5 cm)	0,27 KN/m ²
Parois en brique creuse intérieur (e = 10 cm)	0,9 KN/m ²
Enduit en ciment face 2 (e = 1,5 cm)	0,27 KN/m ²

$$G = 1,44 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessité d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

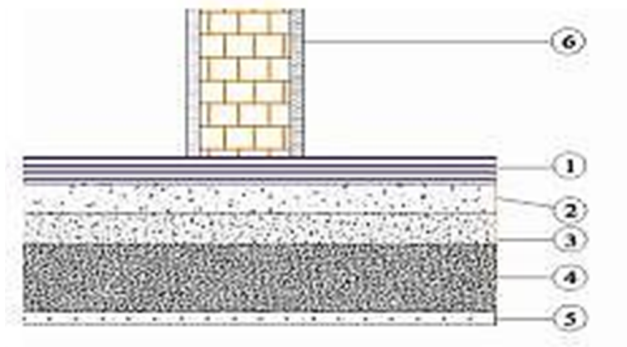
c- Dalle pleine :

Figure II-2 : Coupe verticale du planchers dalle pleine

Tableau II.4: Descente Charges et de plancher terrasse

N	Désignation des éléments	e (m)	Poids Volumique(KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22.00	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de Sable	0.02	18	0.36
4	Poids dalle pleine	0.12	25	3
5	Enduit de plâtre	0.02	0.18	0.36
				G = 4.56 KN/m ² Q = 1.5 KN/m ²

Tableau II.5: Descente Charges et de plancher étage courant

Désignation des éléments	e (m)	Poids Volumique(KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
Protection en gravillon roulé	0.04	0.20	0.80
Étanchéité multicouche	/	0.12	0.12
Forme de pente en béton léger	/	0.90	0.90
Isolation thermique+ polystyrène	0.04	2.5	0.1
Poids propre de la dalle pleine	0.15	25	3
Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
G = 5.28 KN/m ² Q = 1 KN/m ²			

II.3) Loi de Dégression de la surcharge d'exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages. 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 relatives aux planchers $1, 2, \dots, n$ qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

Sous terrasse..... Q_0

Sous étage 1..... $Q_0 + Q_1$

Sous étage 2..... $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

Sous étage 3 $Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_3)$

Sous étage 4 $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous étage 5 $Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + \dots + Q_n)$; Pour $n \geq 5$

Tableau II. 6 : Dégression des charges d'exploitation

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m ²)
07	$Nq_0=1,00$	1
06	$Nq_1=q_0+q_1$	2,5
05	$Nq_2=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3.85
04	$Nq_3=q_0+0,9 (q_1+q_2+q_3)$	5.05
03	$Nq_4=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.10
02	$Nq_5=q_0+0,8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7.00
01	$Nq_6=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7.75
RDC	$Nq_7=q_0+0,70(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8.50

II.4-Pré dimensionnement des poutres :

Nous avons deux types de poutres : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutre principale : } L = 443 \text{ cm} \\ \text{Poutre secondaire : } L = 355 \text{ cm} \end{array} \right.$

On trouvera deux types de poutres :

Selon le **B.A.E.L.91**, le critère de rigidité est comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} ; \\ 0,4d \leq b \leq 0,8d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{hauteur utile} \end{array} \right.$$

Et selon le **R.P.A 99(version 2003)** on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{hauteur utile} \end{array} \right.$$

II.4.1) Poutres principales :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_{max} = 4,45 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t = 31,5 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 29,53 \leq h_t \leq 44,5 \\ 12,6 \leq b \leq 25,2 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h_t = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérifications des conditions de l'RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h \geq 30 \text{ cm} \rightarrow h = 35 \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,17 < 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(30x35) cm²**

II.4.2) Poutres secondaires :

$$\left[\begin{array}{l} L_{\max} = 355 \text{ cm} \Rightarrow \\ d = 0,9 h_t = 27 \text{ cm} \Rightarrow \end{array} \right. \left[\begin{array}{l} 23,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 35,5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$\Rightarrow$ On prend $h_t = 30 \text{ cm}$

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

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)**, on a :

$$\left[\begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30x30) cm²**

II.5) Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité.

La section de calcul du poteau est faite sur la base que ce dernier ne flambe pas.

Le calcul est basé sur la descente des charges et la loi de dégression des charges d'exploitations

II.5.1) La surface afférente du poteau :

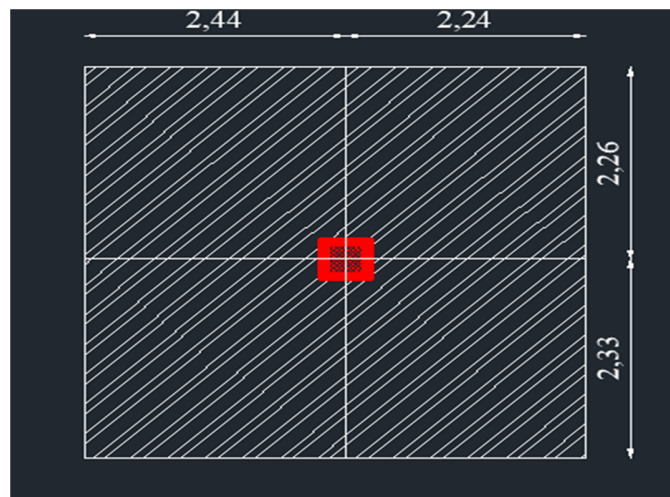


Figure II-3 : Surface du poteau le plus sollicité

$$S = \left(\frac{4.51+4.66}{2} \right) \times \left(\frac{4.88+4.47}{2} \right) = 21.44 \text{ m}^2$$

a. Détermination de Nu

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

Les efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

Plancher Terrasse $N_{GT} = G_T \times S = 6.28 \times 21.44 = \mathbf{134,6KN}$

Planchers Etages + RDC $N_{GE} = 8 \times G_{EC} \times S = 8 \times 5.14 \times 21.44 = \mathbf{881.62KN}$

On majore les efforts à 10% :

$$N_G = 1.1 \times (N_{GT} + N_{EC+RDC}) = 1.1 \times (134 + 881.62) = \mathbf{1117.18KN}$$

Les efforts de compression dus à la surcharge N_Q :

Plancher Terrasse $N_Q = Q \times S = 1 \times 21.44 = 21.44KN$

Planchers Etages + RDC $N_Q = 8 \times Q \times S = 8 \times 1.5 \times 21.44 = 257.28KN$

$$N_Q = 1.1 \times (N_{QT} + N_{RDC+ETAGE}) = 1.1 \times (21.44 + 257.28) = \mathbf{306.60KN}$$

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q = 1.35 \times 1117.18 + 1.5 \times 306.60 = \mathbf{1968.09KN}$$

b. Détermination de la section du poteau (axb)cm²

➤ Calcul d'a :

- λ : Elancement d'EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$)
- l_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement ($I = \frac{bh^3}{12}$).
- B : Surface de la section du béton ($B = axb$).

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times L_o}{i} \leq 50$$

Avec $L_o = 3.20 \text{ m}$

$$B = b.a$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

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

$$\left(\lambda = \frac{Lf}{i} = \frac{0.7 \times L_0}{0.289a} \leq 50\right) \rightarrow (a \geq \frac{224}{0.289 \times 50} = 15.50 \text{ cm})$$

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

$$\left(\lambda = \frac{0.7L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{224}{8.67} = 25.83 < 50 \dots \dots \text{Condition vérifiée}\right)$$

➤ Calcul de b :

$$N_u = \alpha \left[\frac{Br f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression)
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } \lambda < 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda < 70$$

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1.5$).....situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1.15$).....situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- A_s : Section de l'acier comprimée zone Ia : $A_s = 0.8\% Br$
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = [(a-2)(b-2)] \text{ cm}^2$).

$$Br = (30-2)(b-2) = 28(b-2)$$

$$A_s = 0.196(b-2)$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{4}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{45.83}{35}\right)^2} = 0.765$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$1968.09 \leq 0.765 \times \left[\frac{28(b-2) \times 25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.224 \times (b-2) \times 400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$1968.09 \leq 45.62 \times (b-2)$$

$$\Leftrightarrow b-2 \geq 43.14 \Rightarrow b \geq 45.14 \text{ cm}$$

On prend $b = 50 \text{ cm}$

Vérification des conditions du RPA 99 /2003 :

$$M(a, b) > 25 \text{ cm}; \quad \text{Min}(30; 50) = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$M(a, b) > \frac{h_e}{20}; \quad \text{Min}(30; 50) = 30 > \frac{h_e}{20} = \frac{320}{20} = 16 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \\ 0.25 < 0.60 < 4 \end{array} \right. \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La section de poteau est de **(30x50) cm²**

II.6) Pré dimensionnement des voiles

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations. D'après le (RPA99 version 2003) sont considérés comme voiles, les éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec : L : Longueur du voile, e : Epaisseur du voile

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismiques algériennes (version 2003). D'où leur l'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

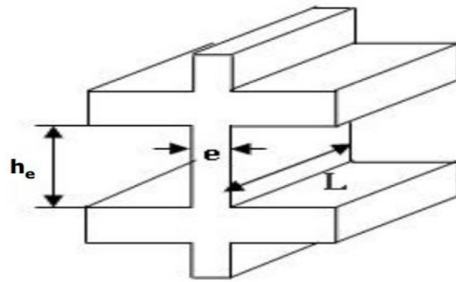


Figure II-4 : Le voile

Niveau RDC et RDC : **h_e = 320 cm**

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \rightarrow e \geq \max\left(\frac{320}{22}; 15\right) \rightarrow e \geq \max(14.54 \text{ cm}; 15 \text{ cm}) \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On adopte des voiles

d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$

$L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$, donc $L \geq 80 \text{ cm}$

II.7) Choix de la sections des poteaux (Rive, Angle, centrale) :

Tableau II.7 : Sections des poteaux, des poutres et épaisseur des voiles

	Sections des éléments			
Niveau	Poteau (cm²)	Poutre principale (cm²)	Poutre secondaire (cm²)	Voiles e (cm)
RDC	45×45	30x 35	30x30	20
1				
2				
3	40×40			
4				
5				
6	30×50			
7				
Terrasse	/			/

CHAPITRE III

Etude des planchers

III) Introduction :

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement deux fonctions :

La résistance : ils doivent supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux ;

L'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée a un seul type de planchers :

Planchers à corps creux : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

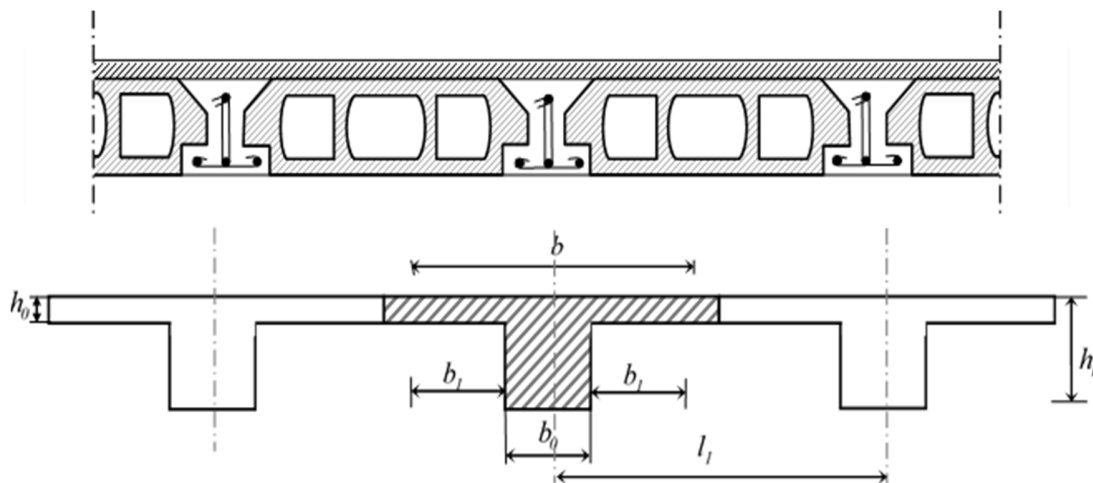


Figure III.1 : Schéma d'un plancher à corps creux

D'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 = 4 cm.

III.1) Calcul du plancher à corps creux :

III.1.1) Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm et sur lesquelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :

- Hauteur du plancher : $h_t = 20$ cm
- Epaisseur de la nervure : $h_o = 4$ cm
- Largeur de la nervure : $b_o = 12$ cm

Le calcul des poutrelles se fait en 2 phases (avant et après le coulage de la dalle de compression).

III.1.1.1) Calcul de la largeur de poutrelle (b) :

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivante : $b = 2b_1 + b_0$

On a : $L = 355 \text{ m}$; $l_1 = 65 \text{ cm}$

$$b_1 = \frac{(b-b_0)}{2} = \min \left(b_1 \leq \frac{(l_1-b_0)}{2} ; b_1 \leq \frac{6h}{10} ; b_1 \leq \frac{8h}{10} \right)$$

$$\begin{cases} b_1 \leq 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{355}{10} = 35,5 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

$b_1 = \min(24 ; 35,5 ; 32)$. On prendra donc $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm.}$$

Après durcissement du béton, la poutrelle forme un corps creux monolithe et continu avec la table de compression, elle sera donc sur des appuis continus et elle forme un système hyperstatique.

III.1.2) Méthode de calcul des poutrelles :

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, le B.A.E.L 91/99 propose une méthode simplifiée dite « méthode forfaitaire » pour le calcul des moments fléchissant et efforts tranchants concernant les planchers des étages courant, pour le plancher terrasse on utilisera la méthode des trois moments car il ne vérifié pas l'une des 4 conditions et pour le plancher haut du premier étage, la méthode de Caquot est utilisée.

III.1.3.Méthode forfaitaire :

Cette méthode s'applique quand les conditions suivantes sont vérifiées :

- La surcharge d'exploitation est limitée à $Q \leq \max(2G ; 5 \text{ Kn/m}^2)$;
- Les moments d'inertie sont les mêmes dans les différentes travées ;

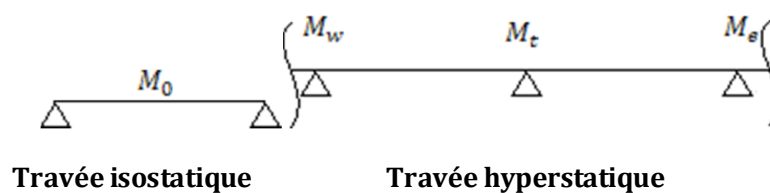
- Les portées successifs des travées sont dans un rapport compris entre :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- Fissuration considérée comme non préjudiciable.

a) Principe de calcul des moments :

Il exprime les maximaux des moments en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques M_0 de la travée indépendante.



Avec :

M_0 : Moment max de la travée indépendante ;

M_t : Moment max de la travée étudiée ;

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

M_e : Moment sur l'appui droit de la travée

α : Le rapport des charges d'exploitation Q à la somme des charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q : $\alpha = \frac{G}{G+Q}$

Les valeurs M_w , et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

- Travée de rive :

$$M_t \geq \max \left[\max [(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} ; \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \right]$$

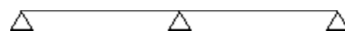
- Travée intermédiaire :

$$\left[\max [(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} \right] M_t \geq \max \left[\frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 ; \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \right]$$

Les moments sur appuis doivent avoir les valeurs suivantes :

1. Cas de 2 travées :

$$0,2M_0 \quad 0,6M_0 \quad 0,2M_0$$



2. Cas de 3 travées :



3. Cas de plus de 3 travées :



❖ Principe de calcul de l'effort tranchant :

$$\left[\begin{array}{l} T_w = \frac{M_w - M_e}{L} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{ql}{2} \end{array} \right.$$

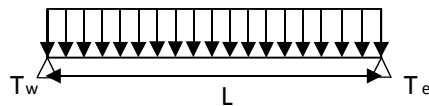
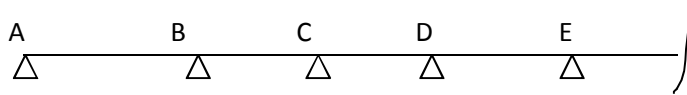


Figure III.2 : Schéma explicatifs

7 La méthode forfaitaire modifiée :

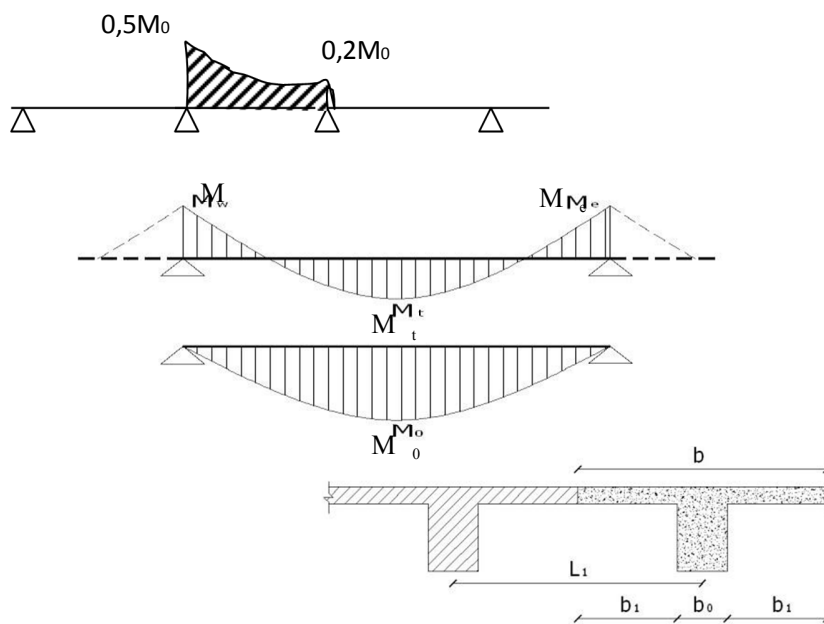
Cette méthode est applicable, si le rapport des portées de deux travées successives n'est pas compris entre 0,8 et 1,25. Selon les travées, on distingue deux cas :

Cas ou la travée comprise entre deux grandes travées :



Il suffit de porter sur l'appui (B) la petite des valeurs admissibles pour le moment sur appuis, soit dans le cas de la figure ci-dessus. $0,5M_0$ (M_0 correspond à la travée (AB) puis de portée sur l'appui (C) à la petite des valeurs admissibles, c'est-à-dire dans le cas traité $0,4M_0$ (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 devra porter à partir de cette ligne le moment isostatique maximal de la travée (BC).



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

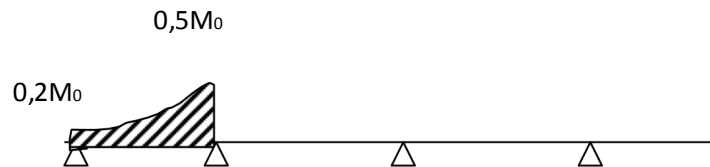
$$M_x = \frac{Q_x(L_{bc}-x)}{2} + M_b \left(1 - \frac{x}{L_{bc}}\right) - M_c \left(\frac{x}{L_{bc}}\right); x = \frac{L_{bc}}{2} + \frac{M_b - M_c}{Q_x L_{bc}}$$

Les moments en travées 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 $0,5M_0$

M_0 : Le moment isostatique maximal 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 $0,6M_0$ (BC) s'il y a que deux travées ou $0,5 M_0$ (BC) 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 maximal de (AB) les prévus en A devront avoir une section correspondante en moment résultant (partie hachurée de la figure ci-dessus).

Comme précédemment les armatures inférieures de la travée (AB) devront correspondre au moment $0,5M_0$ (BC) si la poutrelle est à plus de deux travées et $0,6 M_0$ (AB) s'il n'y a que deux travées.

III.1.4-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 de compléter les équations statiques disponibles par d'autres méthodes basées sur la déformation du système.

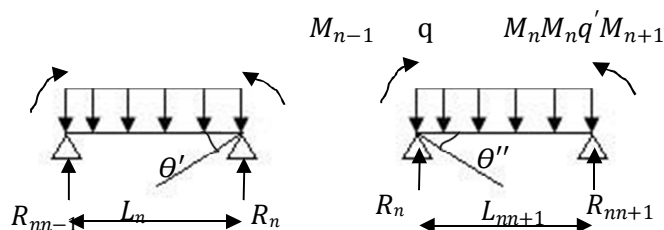


Figure III.3 : Schéma explicatif.

Avec :

M_{n-1} , et M_{n+1} : Les moments de flexion aux appuis (n-1), (n) et (n+1). Supposés positifs. Suivant les conditions aux limites et les conditions de continuité on a : $\vartheta' = \vartheta''$.

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

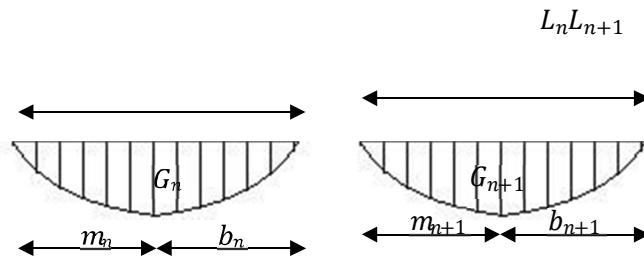


Figure III.4 : Schéma explicatif

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

a_n, b_n, a_{n+1} et b_{n+1} : Les longueurs de part et d'autre du centre de gravité.

S_n et S_{n+1} : Les aires des diagrammes des moments pour les travées L_n et L_{n+1}

$$\theta' = \theta'_{(M_{n-1})} + \theta'_{(M_n)} + \theta'(q)$$

Selon le théorème des aires des moments, on aura :

$$\vartheta' = \frac{S_n \times a_n}{L_n \times EI} + \frac{M_{n-1} \times L_n}{6EI} + \frac{M_n \times L_n}{3EI} \text{ et } \theta'' = \frac{S_{n+1} \times b_{n+1}}{L_{n+1} \times EI} + \frac{M_n \times L_{n+1}}{3EI} + \frac{M_{n+1} \times L_{n+1}}{6EI}$$

$$\Rightarrow \vartheta' = \theta'' (M_{n-1} \times L_n) + 2(L_n + L_{n+1}) + (M_{n+1} \times L_{n+1})$$

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

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

III.1.4.1.- Calcul des poutrelles des planchers des étages courants :**1. Evaluation des charges :****Les planchers:**

plancher terrasse inaccessible:

- Protection en gravillons roulés (4cm) : = 0,8 KN/m²
- Étanchéité multicouche (2cm) = 0,12 KN/m²
- Forme de pente en béton léger (10cm) = 2,20 KN/m²
- Isolation thermique en polystyrène (4cm) = 0,16 KN/m²
- Plancher à corps creux + dalle de compression (16+4) cm = 2,80 KN/m²
- Enduit ciment (2cm) = 0,20 KN/m²

$$G_t = 6,28 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1,00 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{E.L.U: } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,28 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 6,48 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S: } Q_u = (G + Q) \times 0,65 = (6,28 + 1,5) \times 0,65 = 5,057 \text{ KN/ml}$$

RDC + Plancher étage courants:

- Revêtement en carrelage (2cm) = 0,40 KN/m²
- Mortier de pose (2cm) = 0,40 KN/m²
- Sable fin pour mortier (2cm) = 0,36 KN/m²
- Plancher à corps creux (16+4) cm. = 2,80 KN/m²
- Cloison en briques creuses (10 cm) = 0,90 KN/m²
- Enduit ciment (2cm) = 0,20 KN/m²

$$G_e = 5,06 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{E.L.U: } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,06 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 5,91 \text{ KN/ml}$$

$$E.L.S: Q_{ser} = (G + Q) \times 0,6 = (5,06 + 1,5) \times 0,6 = 3,936 \text{ KN/ml}$$

Mur extérieur (double cloison) :

- Enduit extérieur en ciment (mortier) (1,5cm)= **0,27** KN/m
- Brique creuses (15cm)= **1,30** KN/m
- Brique creuses (10cm)= **0,90** KN/m
- Enduit intérieur en ciment (1,5cm)= **0,15** KN/m **G_m=2,62 KN/m²**
- Remarque :

Le mur de la façade contient ouvertures (portes, fenêtres) donc il est nécessaire d'opter un coefficient de pourcentage d'ouvertures :

Murs avec portes et fenêtres (70% G)

$$G = 0,7 \times 2,62 = 1,834 \text{ KN/m}^2$$

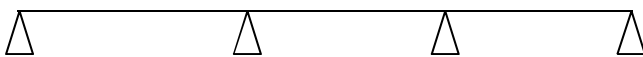
Balcons:

Etage courant :

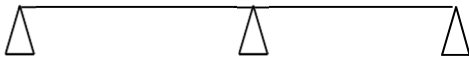
- Revêtement en carrelage (2 cm)= **0,40** KN/m²
 - Mortier de pose (2 cm)= **0,40** KN/m²
 - Sable fin pour mortier (1,5 cm)= **0,36** KN/m²
 - Enduit en ciment (1,5 cm)= **0,27** KN/m
 - Dalle pleine (15 cm) : $15 \times 0,25$ = **3,75** KN/m
- G = 5,18kN/m² Q = 3,50kN/m²**

2. Méthode forfaitaire:

1^{er} Type:



2^{ème} Type:



1- **La Surcharge exploitation:** $Q \leq \max (2G; 5 \text{ KN/m}^2)$

a) Plancher RDC + étage courant: $G = 5,06 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,12 \text{ KN/m}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- b) Plancher Terrasse: $G = 6,24 \text{ KN/m}^2$Condition vérifiée.
 2- Poutrelle à inerties transversales constantes..... Condition vérifiée.
 3- $\frac{l_i}{l_{i+1}} \notin [0,8 ; 1,25]$;
 4- Fissuration non préjudiciable:

La méthode forfaitaire modifiée est applicable sur le plancher d'étage courant.

II1.4.2-Les types des poutrelles :

Avant de définir les types des poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher d'étage courant :

Avant de définir les types de poutrelles, on doit déterminer les combinaisons de charges par mètre linéaire du plancher terrasse :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,06 \times 0,65 = 3,29 \text{ KN/m}^2 \text{ Donc :} \\ Q = 1,50 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} Q_u = 5,905 \text{ KN/m} \\ Q_u = 4,265 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,50}{1,50 + 5,06} = 0,23 \end{array} \right.$$

Notre construction comporte (après)

III.1.5-Calcul des sollicitations :

1- Evaluation des charges :

Terrasse :

$$\text{E.L.U : } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = 6,48 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } Q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 0,65 = 4,732 \text{ KN/ml}$$

RDC+Etage courant :

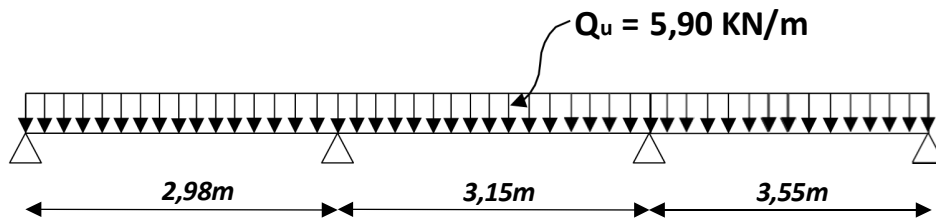
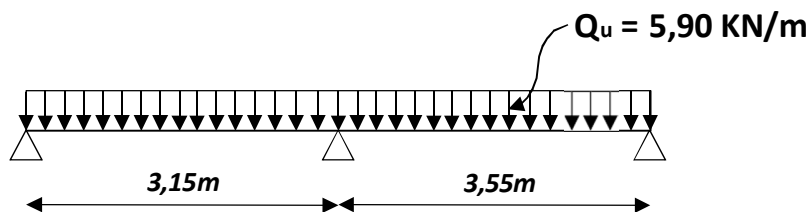
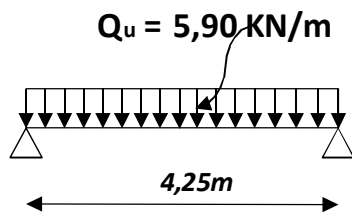
$$\text{E.L.U : } Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,6 = 5,90 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S : } Q_{\text{ser}} = (G + Q) \times 0,65 = 4,26 \text{ KN/ml}$$

2- Les types de poutrelles :

RDC+Etage courant : On a trois des poutrelles.

-

Type 01 :**Type 02 :****Type 03 :****Figure III.5:** Les 03 types des poutrelles**3- Verification des conditions de la méthode forfaitaire:**

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

a) Plancher RDC + étage courant: $G = 5,06 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,12 \text{ KN/m}^2$; condition vérifiée

b) Plancher terrasse: $G = 6,28 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

2- Poutrelle à inertie transversales constantes condition vérifiée

3 - $\frac{l_i}{l_i+1} \notin [0,8; 1,25]$; $\frac{2,98}{3,15} = 0,95$; $\frac{3,15}{3,55} = 0,89$; condition vérifiée

3- Fissuration peu préjudiciable:

- a) Les planchers des étages courant, RDC ; la fissuration est considérée comme peu préjudiciable condition vérifiée.
- b) Pour le plancher terrasse la fissuration est préjudiciable condition vérifiée.

Donc dans le cas du plancher terrasse, on applique la méthode des trois moments.

III.3) Exemple de calcul

- 1- **Plancher (RDC+étage courant) :** le calcul se fait à l'ELU.

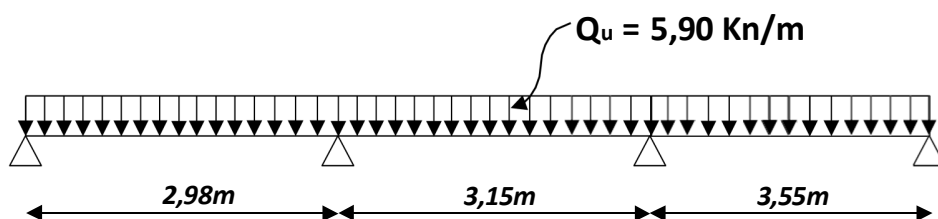
$$G = 5,06 \text{ KN/m}^2; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

• Calcul des sollicitations

$$Q_u = 5,90 \text{ KN/m}^2; Q_{\text{ser}} = 3,93 \text{ KN/m}^2$$

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{5,06+1,5} = 0,23$	$1 + 0,3\alpha = 1,07 > 1,05$
	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,63 \text{ travée de rive}$
	$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53 \text{ travée intermédiaire}$

- 1) **Type 1:**



Moment isostatique:

$$M_{AB}^0 = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = 6,55 \text{ KN.m},$$

$$M_{BC}^0 = \frac{Q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = 9,03 \text{ KN.m},$$

$$M_{CD}^0 = \frac{Q_u l^2 CD}{8} = 9,29 \text{ KN.m.}$$

Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2 M_0^{AB} = 1,31 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 M_0^{BC} = 4,52 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 M_0^{CD} = 4,65 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2 M_0^{CD} = 1,86 \text{ KN.m}$$

Moment entravée

1- Travée de rive

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} M_t \quad (1) \\ \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_0 M_t \quad (2) \end{array} \right.$$

Travée AB:

$$\left. \begin{array}{l} M_{T}^{AB} \geq 1,07 \times M_0^{AB} - \frac{1,31 + 4,52}{2} \geq 4,08 \text{ KN.m,} \\ M_{T}^{AB} \geq 0,63 \times M_0^{AB} = 4,13 \text{ KN.m,} \end{array} \right\} M_T^{AB} = 4,13 \text{ KN.m}$$

Travée CD:

$$\left. \begin{array}{l} M_{T}^{CD} \geq 1,07 M_0^{CD} - \frac{4,65 - 1,86}{2} \geq 9,55 \text{ KN.m} \\ M_{T}^{CD} \geq 0,63 M_0^{CD} \geq 5,85 \text{ KN.m,} \end{array} \right\} M_T^{CD} = 9,55 \text{ KN.m}$$

2- Travée intermédiaire:

Travée BC:

$$\left. \begin{array}{l} M_{T}^{BC} \geq 1,07 M_0^{BC} - \frac{4,52 + 4,65}{2} \geq 5,075 \text{ KN.m} \\ M_T^{BC} \geq 4,5 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_T^{BC} = 5,075 \text{ KN.m}$$

3- Calcul de l'effort tranchant T:

- L'effort tranchant est donnée par:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w + M_e}{l} (kN) \\ T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w + M_e}{l} (kN) \end{array} \right.$$

Travée AB:

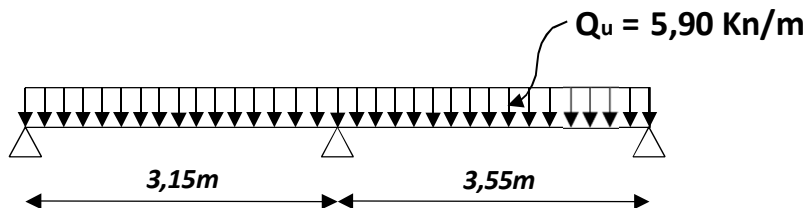
$$\begin{cases} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l} = 8,79 - 1,8 = 6,99 \text{ KN} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -10,6 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC:

$$\begin{cases} T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = 9,25 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -9,28 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée CD:

$$\begin{cases} T_C = \frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = 10,47 + 0,78 = 11,25 \text{ KN} \\ T_D = -\frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = 9,69 \text{ KN} \end{cases}$$

2) Type 2:**Moment isostatique:**

$$M_{AB}^0 = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = 7,31 \text{ KN.m},$$

$$M_{BC}^0 = \frac{Q_u \cdot l_{BC}^2}{8} = 9,29 \text{ KN.m},$$

Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2M_{AB}^0 = 1,462 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5M_{BC}^0 = 4,65 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2M_{BC}^0 = 1,86 \text{ KN.m}$$

Moment entravée:

Travée de rive:

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha) M_0] - \frac{M_w \pm M_e}{2} M_t (1) \\ \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right) M_0 M_t (2) \end{array} \right.$$

Travée AB:

$$\left. \begin{array}{l} M_T^{AB} \geq 1,07 \times M_0^{AB} - \frac{1,31 + 4,52}{2} \geq 4,90 \text{ KN.m,} \\ M_T^{AB} \geq 0,63 \times M_0^{AB} = 4,60 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_T^{AB} = 4,60 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$\left. \begin{array}{l} M_T^{BC} \geq 1,07 \times M_0^{BC} - \frac{4,65 + 1,86}{2} \geq 6,70 \text{ KN.m,} \\ M_T^{BC} \geq 0,63 \times M_0^{BC} = 5,86 \text{ KN.m} \end{array} \right\} M_T^{BC} = 6,70 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant T:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w + M_e}{l} (kN) \\ T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w + M_e}{l} (kN) \end{array} \right.$$

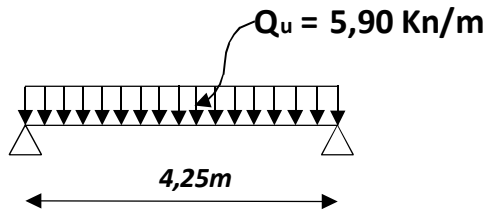
Travée AB:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l} = 9,3 - 1,01 = 8,29 \text{ KN.m} \\ T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = 9,3 + 1,01 = 10,31 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée BC:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = 10,47 \text{ KN} \\ T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -8,64 \text{ KN} \end{array} \right.$$

3) Type 3:



Moment isostatique:

$$M_{AB}^0 = \frac{Q_u l_{AB}^2}{8} = 13,32 \text{ KN. m},$$

Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2 M_{AB}^0 = 2,65 \text{ KN. m}$$

$$M_B = 0,2 M_{AB}^0 = 2,65 \text{ KN. m}$$

Moments entravée:

Travée de rive:

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} M_t \quad (1) \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_o M_t \quad (2) \end{array} \right.$$

Travée AB:

$$M_{AB}^T \geq 1,07 \times M_{AB}^0 - \frac{3,056}{2} = 14,25 - 1,528 = 12,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^T = 0,63 \times M_{AB}^0 = 8,39 \text{ KN. m},$$

Calcul de l'effort tranchant T:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (KN)} \\ T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \\ T_A = \frac{ql}{2} + \frac{-M_B}{l_{AB}} = 12,53 \text{ KN} \\ T_A = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -12,53 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Type 01:

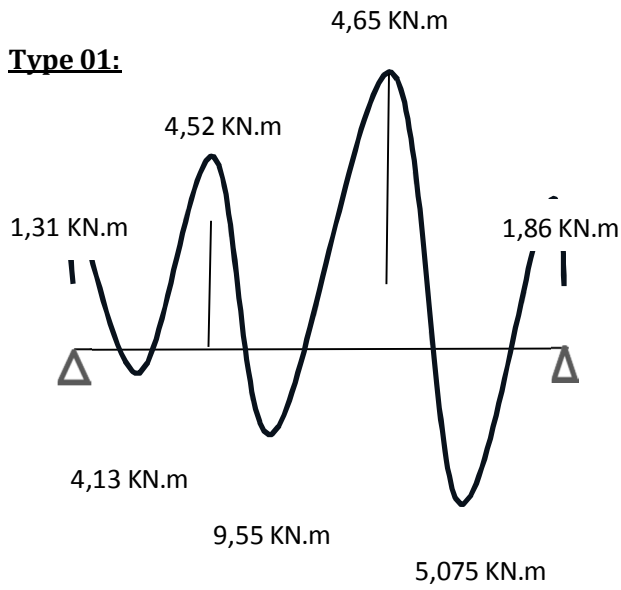


Figure III.6 : Diagramme des moments fléchissants [KN.m] Type 01

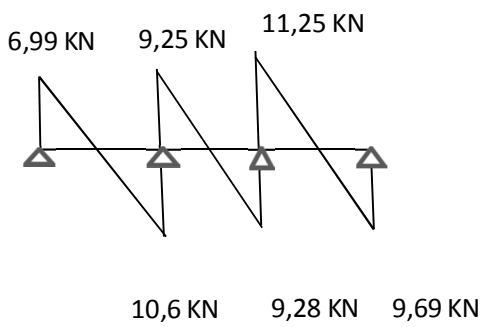


Figure III.7. : Diagramme des efforts tranchants [KN] Type 01 Type 02 :

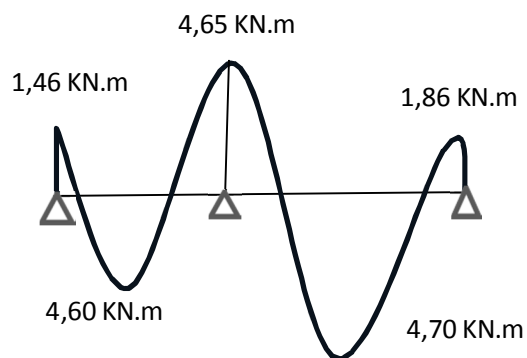


Figure III.8.: Diagramme des moments fléchissants [KN.m] Type 02 :

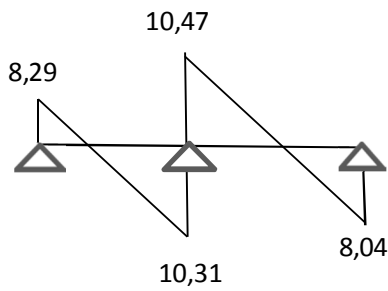


Figure. III.9. : Diagramme des moments fléchissants [KN.m] Type 02 : Type 03 :

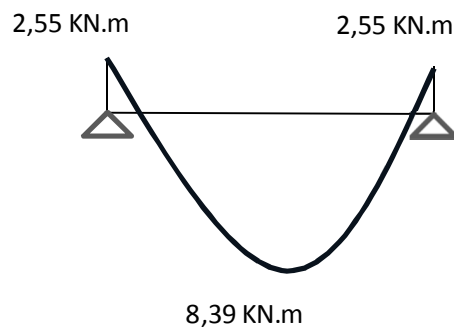


Figure. III.10. Diagramme des moments fléchissants [KN.m] Type 03 :

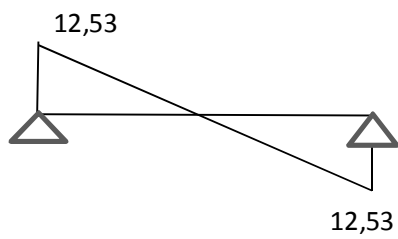


Figure. III.11 Diagramme des efforts tranchants [KN] Type 03 :

Tableau :III.1. Récapitulatif des résultats trouvés des poutrelles RDC+étage courant :

Type de poutrelle	Travée	Longueur (m)	Sollicitation à l'E.L. U				
			M _t	M _w M _e	T _w	T _e	
1	AB	2,98	4,13	1,31	4,52	6,99	10,6
	BC	3,15	5,07	4,52	4,65	9,25	-9,28
	CD	3,55	9,55	4,65	1,86	11,25	9,69
2	AB	3,15	4,60	1,462	4,65	8,29	10,31
	BC	3,55	6,70	4,65	1,86	10,47	-8,64
3	AB	4,25	8,39	2,65	2,65	12,53	-12,53

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t_{\max}} = 9,55 \text{ KN.m} \\ M_a = 4,65 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 12,53 \end{array} \right.$$

4- Plancher RDC + étage courant :

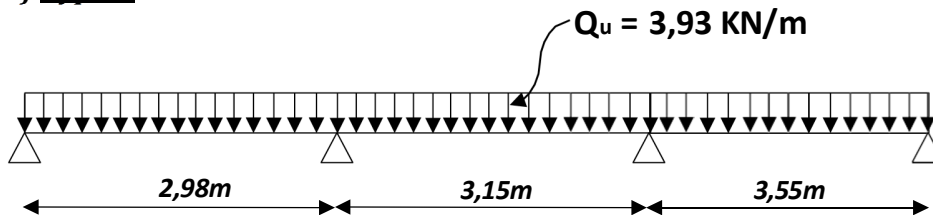
5- le calcul se fait à l'E.L.S.

$$G = 5,06 \text{ KN/m}^2; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

• Calcul des sollicitations

$$Q_u = 5,90 \text{ KN/m}^2; Q_{\text{ser}} = 3,93 \text{ KN/m}^2$$

$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1,5}{5,06+1,5} = 0,23$	$1 + 0,3\alpha = 1,07 > 1,05$
	$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,63 \text{ travée de rive}$
	$\frac{1 + 0,3\alpha}{2} = 0,53 \text{ travée intermediaire}$

4) Type 1:Moment isostatique:

$$M_{AB}^0 = \frac{Q_u l_{AB}^3}{8} = 4,36 \text{ KN.m},$$

$$M_{BC}^0 = \frac{Q_u l_{BC}^3}{8} = 4,87 \text{ KN.m},$$

$$M_{CD}^0 = \frac{Q_u l_{CD}^3}{8} = 6,19 \text{ KN.m}.$$

Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2 M_{AB}^0 = 0,87 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 M_{BC}^0 = 2,43 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 M_{CD}^0 = 3,09 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2 M_{CD}^0 = 1,23 \text{ KN.m}$$

Moment entravée6- Travée de rive

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w + M_g}{2} M_t \quad (1) \\ \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \quad (2) \end{array} \right.$$

Travée AB:

$$M_T^{AB} \geq 1,07 \times M_0^{AB} - \frac{0,87 + 2,43}{2} \geq 3,01 \text{ KN.m},$$

$$M_T^{AB} \geq 0,63 \times M_0^{AB} = 2,75 \text{ KN.m},$$

$$M_T^{AB} = 3,01 \text{ KN.m}$$

Travée CD:

$$M_T^{CD} \geq 1,07 M_0^{CD} - \frac{3,09 + 1,23}{2} \geq 4,46 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{CD} \geq 0,63 M_0^{CD} \geq 3,89 \text{ KN.m},$$

$$M_T^{CD} = 4,46 \text{ KN.m}$$

7- Travée intermédiaire:Travée BC:

$$M_T^{BC} \geq 1,07 M_0^{BC} - \frac{2,43 + 3,09}{2} \geq 2,43 \text{ KN.m}$$

0
2

$$M_T^{BC} = 3,07 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{BC} \geq 3,07 \text{ KN.m}$$

8- Calcul de l'effort tranchant T:

- L'effort tranchant est donnée par:

$$T_w = \begin{cases} \frac{ql}{2} + \frac{M_w + M_e}{l} (kN) \\ -\frac{ql}{2} + \frac{M_w + M_e}{l} (kN) \end{cases}$$

Travée AB:

$$T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = 5,86 - 0,52 = 5,34 \text{ KN}$$

$$T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -5,86 + 0,52 = -5,34 \text{ KN}$$

Travée BC:

$$T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = 6,18 - 0,209 = 5,97 \text{ KN}$$

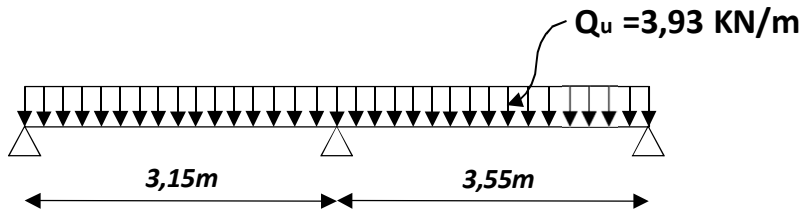
$$T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -6,39 \text{ KN}$$

Travée CD:

$$T_C = \frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = 6,97 + 1,86 = 11,25 \text{ KN}$$

$$T_D = -\frac{ql_{CD}}{2} + \frac{M_C - M_D}{l_{CD}} = -6,97 + 1,86 = -5,11 \text{ KN}$$

5) **Type 2:**



Moment isostatique:

$$M_{AB}^0 = \frac{Q_u l_{AB}^2}{8} = 4,87 \text{ KN.m,}$$

$$M_{BC}^0 = \frac{Q_u l_{BC}^2}{8} = 6,19 \text{ KN.m,}$$

Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2 M_{AB}^0 = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 M_{BC}^0 = 3,09 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,2 M_{BC}^0 = 1,24 \text{ KN.m}$$

Moment entravée:

Travée de rive:

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{aligned} &\max[(1 + 0,3\alpha) M_0] - \frac{M_w \pm M_e}{2} M_t (1) \end{aligned} \right.$$

$$\left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 M_t(2)$$

Travée AB:

$$M_T^{AB} \geq 1,07 \times M_0^{AB} - \frac{0,97 + 3,09}{2} \geq 3,18 \text{ KN.m},$$

$$M_A^{AB} \geq 0,63 \times M_0^{AB} = 3,06 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{AB} = 3,18 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$M_T^{BC} \geq 1,07 \times M_0^{BC} - \frac{3,09 + 1,24}{2} \geq 4,46 \text{ KN.m},$$

$$M_T^{BC} \geq 0,63 \times M_0^{BC} = 3,90 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{AB} = 4,46 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant T:

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w + M_e}{l} (kN)$$

$$T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w + M_e}{l} (kN)$$

Travée AB:

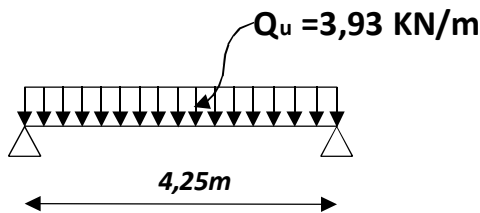
$$T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = 6,18 - 0,67 = 5,51 \text{ KN.m}$$

$$T_B = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = -6,19 - 0,67 = -6,86 \text{ KN.m}$$

Travée BC:

$$T_B = \frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = 6,97 + 0,52 = 7,49 \text{ KN}$$

$$T_C = -\frac{ql_{BC}}{2} + \frac{M_B - M_C}{l_{BC}} = -6,97 + 0,52 = -6,45 \text{ KN}$$

6) Type 3:**Moment isostatique:**

$$M_0^{AB} = \frac{Q_u \cdot l_{AB}^2}{8} = 8,87 \text{ KN.m},$$

Moment sur appuis:

$$M_A = 0,2 M_0^{AB} = 1,77 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,2 M_0^{AB} = 1,77 \text{ KN.m}$$

Moments entravée:**Travée de rive:**

$$M_t \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \max[(1 + 0,3\alpha)M_0; 1,05M_0] - \frac{M_w \pm M_e}{2} M_t \quad (1) \\ \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 M_t \quad (2) \end{array} \right.$$

Travée AB:

$$M_T^{AB} \geq 1,07 \times M_0^{AB} - \frac{3,54}{2} = 9,49 - 1,77 = 7,72 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{AB} = 0,63 \times M_0^{AB} = 5,59 \text{ KN.m},$$

Calcul de l'effort tranchant T:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ (KN)} \\ T_w = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w + M_e}{l} \text{ (KN)} \end{array} \right.$$

Travée AB:

$$T_A = \frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A - M_B}{l_{AB}} = 8,35 \text{ KN}$$

$$T_A = -\frac{ql_{AB}}{2} + \frac{M_A + M_B}{l_{AB}} = -8,35 \text{ KN}$$

Tableau III.2 Récapitulatif des résultats trouvés des poutrelles RDC+étage courant :

Type de poutrelle	Travée	Longueur (m)	Sollicitation à l'E.L. U				
			M _t	M _w M _e	T _w	T _e	
1	AB	2,98	3,01	0,87	2,43	5,34	-5,34
	BC	3,15	3,07	2,43	3,09	5,97	-6,39
	CD	3,55	4,46	3,09	1,23	11,2	5,11
2	AB	3,15	3,18	0,97	3,09	8,29	10,31
	BC	3,55	3,90	3,09	1,24	7,49	-6,45
3	AB	4,25	7,72	1,77	1,77	8,35	-8,35

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{t_{\max}} = 7,72 \text{ KN.m} \\ M_a = 3,09 \text{ KN.m} \\ T_{\max} = 10,31 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Ferrailages :**Calcul des armatures longitudinales :****En travée :**

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 65 \times 4 \times 14,2 \times (16) \times 10^{-3} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_{t_{\max}} = 9,55 \text{ KN.m} < M_t = 59,07 \text{ KN.m}$$

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

$$M_{t_{\max}} = 9,55 \text{ KN.m}$$

$$\beta = \frac{M_{t_{\max}}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,55 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,03 \rightarrow \beta = 0,985$$

$$\sigma_s = \frac{f_g}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa},$$

$$A_s = \frac{M_{t_{\max}}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 1,54 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{\min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$V_2 = \frac{(b \times h_0 \times (h - \frac{h_2}{2}) + (b_0 + (h - h_0) \times (\frac{h - h_0}{2})))}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))}$$

$$V_2 = 13,75 \text{ cm}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 6,25 \text{ cm}$$

$$I = 15486,91 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = 0,37 \text{ cm}^2$$

Donc $A_{\text{scal}} = 1,54 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,37 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

On prend : 2T10 : $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

Vérification à l'E.L.S :**a) Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta A' (y - c') - \eta A (d - y) = 0 \rightarrow 32,5 y^2 + 40,5 y - 1093,5 = 0$$

$$y = 3,20 \text{ cm}$$

a) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15(d - y)^2 = 5885,42 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times \gamma = 4,19 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa},$$

$$\sigma_{bc} = 4,19 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

Sur appui (armatures supérieures) :

$$= \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4,65 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,08$$

$$\beta = 0,958$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = 1,77 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité (section en T) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times 20 \times 6,25 \times 400} = 0,80 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = 1,17 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,80 \text{ cm}^2$ Condition Vérifiée

On prend : 1T10 (filante) + 1T10 (chapeau) ; $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$

4) Vérification à l'E.L.S.:

a- Position de l'axe neutre : $M_{ser} = 7,72 \text{ KN.m}$

$$\frac{b}{3} y^2 + 15A'(d - y) = 0,$$

$$\gamma = 5,76 \text{ cm}$$

b- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15(d - y)$$

$$I = 4525,553 \text{ cm}^4$$

c- Détermination des contraintes dans le béton comprimée σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 9,83 \text{ MPa},$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9,83 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée}$$

Lorsque la fissuration est peu préjudiciable, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte maximale dans l'acier tendu σ_{st} .

4- Vérification de la contrainte de cisaillement :

L'effort tranchant maximale $T_{\max} = 12,53$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = 0,58 \text{ MPa,}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,58 < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa ; condition vérifiée}$$

5- Les armatures transversales :**a) Armatures transversales :**

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right\} = 6 \text{ mm}$$

$$\Phi_t = 6 \text{ mm avec } \Phi_l = 10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}$$

b) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{15 \text{ cm}; 10\Phi_l\}; S_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l; S_t = 15 \text{ cm}$$

c) La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{y_s} \geq \frac{(\tau_u \times (\frac{h}{2})) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin\alpha + \cos\alpha)} :$$

$$K = 1; f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}; \alpha = 90^\circ; \sin\alpha + \cos\alpha = 1; f_e = 235 \text{ MPa}; y_s = 1,15$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2}\right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort $T_u \left(\frac{h}{2}\right)$ par la méthode des triangles semblables.

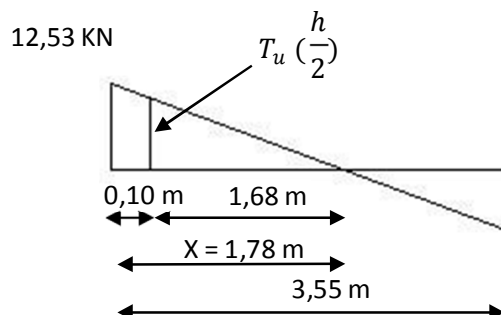


Figure III-12. Effort tranchant par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{\max}}{X} = \frac{T_u(\frac{h}{2})}{X - \frac{h}{2}}; T_u(\frac{h}{2}) = \frac{T_{\max} \times [X - (\frac{h}{2})]}{X}$$

On calcule la distance "X" :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = 1,91 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = 0,10 \text{ m}$$

$$T_u(\frac{h}{2}) = \frac{12,53 \times 1,81}{1,91} = 11,87 \text{ KN}$$

$$\tau_u \times (\frac{h}{2}) = 0,66 \text{ MPa,}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} \geq \frac{(0,66 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{cal} = 1,96 \times 10^{-3}$$

d) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_{\sigma}}{b_0 \times S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u \times (\frac{h}{2})}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right); \frac{A_t \times f_{\sigma}}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,27 \text{ MPa}; 0,4 \text{ MPa})$$

$$\frac{A_t \times f_{\sigma}}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa,}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_{\sigma}}; \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{min} \geq 0,02 \text{ cm, on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{On trouve : } A_t \geq 0,3 \text{ cm}^2; \begin{cases} 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{4,65}{0,9 \times 18 \times 10^{-2}} = 28,7 \text{ KN}$$

$F_u = 28,7 \text{ KN} > 11,87 \text{ KN}$; Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

7) Compression de la bielle d'about :

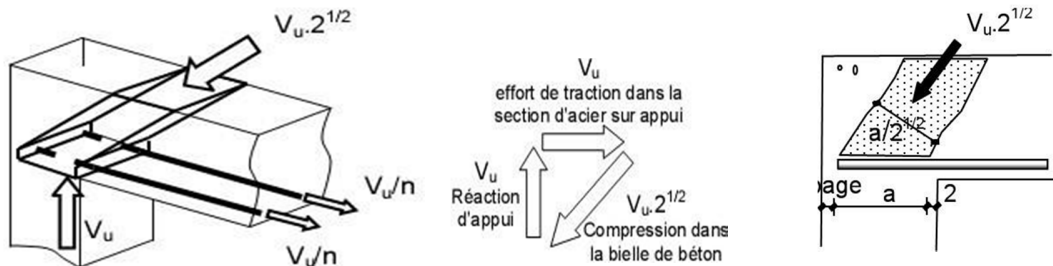


Figure III-13. Schéma de la bielle d'about

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la bielle.

$$\text{On doit avoir : } \overline{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}}$$

$$a \geq 0,015 \text{ m} = 1,50 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) ; a' = c - c' ; c' = 2 \text{ cm} ; c = 45 \text{ m}$$

' : L'enrobage.

a' : La largeur d'appui ;

c : La largeur de l'appui du poteau ;

$$a' = 41 - 2 - 2 = 37 \text{ cm}$$

$$a = \min(37 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$16,2 \text{ cm} > 2,10 \text{ cm} ; \text{ Vérifiée}$$

8) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T}{0,9 \times n} = \frac{10,31 \times 10^3}{16,2 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{ser}} = 0,68 \leq 3,15 \text{ MPa} , \text{ Condition vérifiée}$$

9) Vérification de la fleche :

On doit vérifier :

$$\left. \begin{aligned} \frac{h_f}{L} &\geq \frac{1}{16} \\ \frac{h_f}{L} &\geq \frac{1}{10M_0} \\ \frac{A_s}{bd} &\geq \frac{4,2}{f_e} \end{aligned} \right\} \iff \left\{ \begin{aligned} 0,056 &< 0,0625 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ 0,051 &< 0,059 \dots\dots\dots \text{condition non vérifiée} \\ 0,007 &\leq 0,0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \end{aligned} \right.$$

Deux conditions ne

sont pas vérifiées donc il faut calculer la fleche

G : Charge permanente après mise en place des cloisons.

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

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

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 5,06 \text{ KN/m}^2 \\ P = G + Q = 6,56 \text{ KN/m}^2 \\ J = G - 1 = 4,06 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Pour b = 0,65 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 3,29 \text{ KN/m}^2 \\ P = 4,26 \text{ KN/m}^2 \\ J = 2,64 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

1- Calcul des moments fléchissant :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0,85 \frac{GL^2}{8} = 4,40 \text{ KN/m}^2 \\ M_p = 5,70 \text{ KN/m}^2 \\ M_j = 3,54 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

2- Module du modèle de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164,29 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$$

3- Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{A_I} = 13,17 \text{ cm}$$

4- Détermination du moment d'inertie :

$$I_E = 37694,79 \text{ cm}^4$$

Pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = 0,007$$

5- Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

6- Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{SG} = \frac{M_G}{A.Z} = 173 \text{ MPa} \\ \sigma_{SP} = \frac{M_p}{A.Z} = 224,11 \text{ MPa} \\ \sigma_{SJ} = \frac{M_j}{A.Z} = 139,18 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\mu_G = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{SG} f_{t28}} \right] = 0,53$$

$$\mu_p = 0,44,$$

$$\mu_j = 0,61,$$

7- Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$*\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2+3) \cdot \rho} = 2,87$$

$$*\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,15$$

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

$$I_{f_i}^G = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)} = 15884,42 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v}^G = 24881,15 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^P = 17697,63 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^L = 14558,55 \text{ cm}^4$$

8) Calcul de flèche (total et admissible) :

$$f_{Gi} = \frac{M_G \cdot L^2}{10 \cdot I_{f_i}^G} = 0,11 \text{ cm}$$

$$f_{Gv} = 0,20 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = 0,21 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = 0,09 \text{ cm}$$

La flèche totale :

$$\Delta f_i = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0,21 \text{ cm}$$

$$\Delta f_i = 0,21 \text{ cm}$$

$$\Delta f_{\max} = \frac{l}{500} = 0,71$$

$$\text{Donc } \Delta f_i = 0,21 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,71 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

CHAPITRE IV

Etude des éléments non structuraux

IV.1- Acrotère:

IV.1.1- Introduction:

L'acrotère est un muret d'une hauteur de 60 cm et d'une épaisseur de 10 cm, il est généralement situé en bordure de toitures afin de protéger la ligne jonctive entre lui-même et la forme de pente contre la infiltration des eaux pluviales, il assure aussi la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute quelle qu'elle soit.

Il est réalisé en béton armé et est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante ($N_Q = Q = 1 \text{ Kn/M}$) ainsi qu'à un séisme qui crée un moment de renversement. Il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse.

Son point le plus faible est son interface ou se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cela que le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

IV.1.2- Dimensions:

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.

$$G = 25 \left[(0,6 \times 0,10) + (0,08 \times 0,1) + \frac{(0,02 \times 0,1)}{2} \right] \times 1$$

$$G = 1,725 \text{ Kn/m}$$

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 :

E.L.U :

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

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

- Moment de flexion et Effort tranchant

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

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

2. b- E.L.S:

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

- Moment de flexion et Effort tranchant

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

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

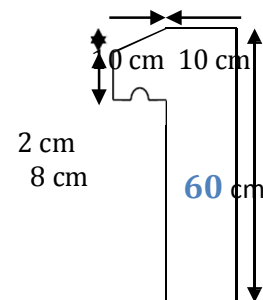


Figure IV.1: de l'acrotère

IV.1.3. Calcul du ferrailage

Les armatures principales :

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

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

-Excentricité

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,6}{1,72} = 0,349 \text{ m} = 34,9 \text{ cm}$$

$$e_p = \frac{N_u}{2} = \frac{1,72}{2} = 0,86 \text{ m} < 0,38 \text{ m}$$

e_p : épaisseur de l'acrotère

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

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

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

$$A_{smin} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23$$

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

On adopte 4Φ6 p.m ; on prend $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{m}$; avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

IV.1.4-Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée

$$M_U = N_U [e + \frac{h}{2} - C] = 2,32 [0,386 + 0,05 - 0,02] = 0,965 \text{ KN.m}$$

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

$$(d - c) N_U - M_U = \{(0,09 - 0,02) \times 2,32\} - 0,965 = -0,8026 \text{ KN.m}$$

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

$$= \{(0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02)\} 14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1 = 24,80 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$)

$$= (100 \times 10) \text{ cm}^2.$$

IV.1.5-Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,965 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084 \rightarrow 0,996$$

IV.1.5.1-Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 \times (1 - (0,4\alpha_1))$$

$$\epsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = 0,00174$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\epsilon_{sl}} = \alpha_1 = 0,668$$

Avec :

$$\varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s} = 0,00174$$

$$i = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > 0,0084$$

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = 0,310 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,310 - \frac{2,32 \times 10^2}{100 \times 348} = 0,243 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

IV.1.5.2-Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

Armatures principales

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

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

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

$$d = 0,9h = 9 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{s \min} = \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 = \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23$$

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

$$A_s = \max(A_{fs}; A_{fc}; A_{s \min}) \Rightarrow \max(0,310; 0,243; 1,01)$$

$$\text{On prend } A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On adopt } 4\Phi 6 \text{ p.m; } A_s = 1,13 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}; \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,2825 \text{ cm}^2/\text{ml},$$

$$\text{On adopt } 4\Phi 6 \text{ p.m; } A_s = 1,13 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}; \text{ avec un espacement } S_t = 25 \text{ cm}$$

IV.1.6-Vérification des contraintes (E.L.S.) :

☐ Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times (e - c + \frac{h}{2}) = 1,72 \times (0,35 - 0,02 + 0,05) = 0,6536 \text{ kN.m}$$

❖ Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s (d - y) = 0 \quad 50y^2 - (15)0(9-y) = 0$$

$$50y^2 - 16,95y - 152,55 = 0 \quad \longrightarrow y = 1,58 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

a) Détermination des contraintes dans le béton comprimé $\overline{\sigma}_{bc}$:

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{653}{1064,68} \times 1,58 = 0,61 \times 1,58 = 0,964 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,964 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

b) 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 $\Phi \geq 6\text{mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{653}{1064,68} (9 - 1,58) = 68,26 \text{ MPa}$$

$$D\sigma_{st} = 68,26 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 ; \text{Condition vérifiée}$$

c) Contrainte de cisaillement :

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

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

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ KN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

$$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \dots\dots\dots$$

d) 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 $A = 0,15$

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

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,73 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,15 \times 1,73 = 0,83 \text{ kN}$$

$$F_p = 0,83 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} ; \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

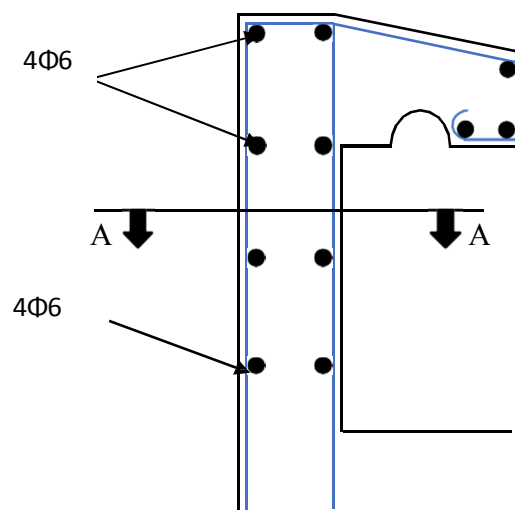


Figure IV.2: ferraillage de l'acrotère

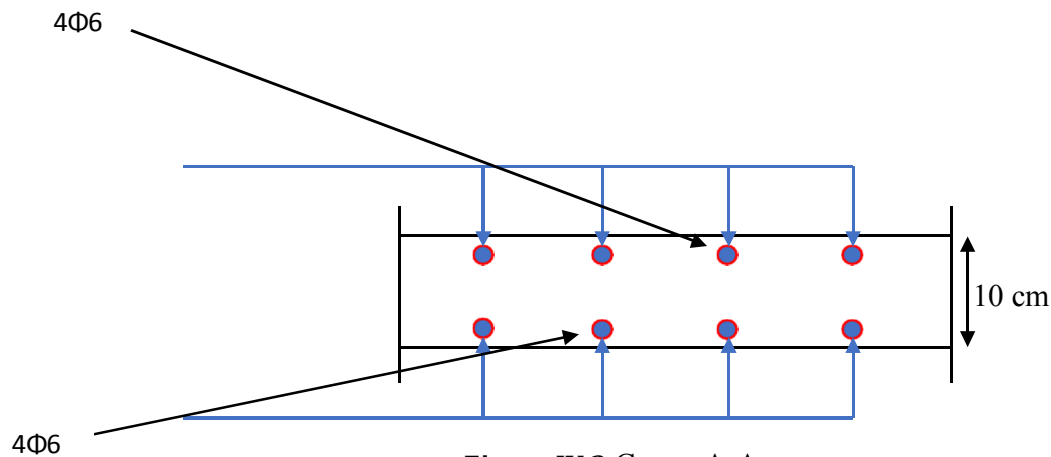


Figure IV.3: Coupe A-A

IV.2-Balcons :

Une installation est dite en balcon lorsqu'un élément est soutenu par une partie qui est elle-même au-dessus du vide, c'est-à-dire sans support immédiat en dessous de l'élément en « porte-à-faux ». Dans le langage courant, une installation en porte à faux évoque un risque de déséquilibre ou de rupture si elle est trop chargée, comme elle repose sur la solidité des supports qui la retiennent et que l'ensemble de l'installation n'est pas à l'aplomb de son point d'appui.

Balcon étages courants :

Les charges et des sollicitations :

$$G = 5,18 \text{ Kn/m}^2$$

$$Q = 3,5 \text{ Kn/m}^2$$

Charge surfacique et linéaire :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,18) + (1,5 \times 3,5) = 12,24 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_u = 12,24 \times 1 \text{ m} = 12,24 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,18 + 3,50 = 8,68 \text{ kN/m}^2 ; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_{ser} = 8,68 \times 1 \text{ m} = 8,68 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

Poids propre du mur :

Le porte à faux supporte la charge d'un mur en brique à double cloison de 3.06 m de hauteur.

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 9 \times 0,1 \times 1,20 \times 1 \text{ m} = 1,08 \text{ kN}$$

$$D'où : P_{u\text{ mur}} = 1,35P_{mur} = 1,35 \times 1,08 = 1,45\text{ kN}$$

Poids de l'enduit (intérieur et extérieur) :(couche de 1,5cm) :

$$P_{enduit} = \delta \times b \times h \times 1\text{ m} = (0,15 + 0,27) \times 1,20 \times 1\text{ m} = 0,50\text{ kN}$$

$$D'où : P_{u\text{ enduit}} = 1,35P_{enduit} = 1,35 \times 0,50 = 0,67\text{ kN}$$

Charges totales :

$$P_u = P_{u\text{ mur}} + P_{u\text{ enduit}} = 1,45 + 0,67 = 2,12\text{ kN}$$

$$P_{ser} = P_{mur} + P_{enduit} = 1,08 + 0,50 = 1,58\text{ kN}$$

IV2.1 Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :

$$M_{\text{max}} = -\frac{qul^2}{2} - P_u l = -\frac{12,24(1,65^2)}{2} - 1,45(1,65) = -16,67 - 2,392 = -19,062\text{ KN.m}$$

$$T_x = Qul + P_u = (12,24 \times 1,65) + 1,45 = 21,646\text{ kN}$$

2-Ferraillage :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50\text{ cm}$$

Condition non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,6\text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{19,06 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,074 < \mu_r = 0,0633$$

Donc : A' n'existe pas et $\beta = 0,962$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{19,06 \times 10^3}{0,962 \times 13,50 \times 348} = 4,217\text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63\text{ cm}^2$$

On adopte 4T12 et $A_{adpt} = 4,52\text{ cm}^2$ et $S_t = 25\text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{cal}}{4} = 1,13\text{ cm}^2/\text{m}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{B \times d} = 0,16\text{ MPa}$$

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

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

$$1) \tau_u = 0,12 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9.d.n\mu} = 1,18 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\left[\begin{array}{l} \psi_s = 1 \rightarrow \text{Pour les aciers lisses} \\ \psi_s = 1,5 \rightarrow \text{Pour les aciers HA} \end{array} \right.$$

IV 2.2 Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{ser} = - \frac{Q_{ser} l^2}{2} - P_{ser} l = -14,42 \text{ KN.m}$$

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

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s (d - y) = 50y^2 + 67,8y - 915,3$$

$$y = 3,65 \text{ cm}$$

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = 1620,9 + [(15 \times 4,52)(13,5 - 3,65)^2] = 8199,03$$

$$I = 8199,03 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 6,424 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,57 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

IV.2.3 : Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\left[\begin{array}{l} F_1 = \frac{ql^4}{8EI} : \text{Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} : \text{Flèche due à la charge concentrée} \end{array} \right.$$

Détermination du centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,76 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,74 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = \frac{bY^3}{3} + \frac{bY^3}{3} + (d - Y_1)^2$$

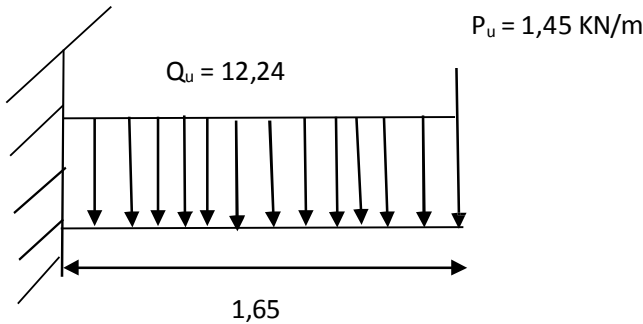
$$I = 30460,25 \text{ cm}^4$$

Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{1,65^3 \times 10^2}{32164,2 \times 10^{-5} \times 30460,25} \times \left[\frac{8,68 \times 1,65}{8} + \frac{1,45}{3} \right] =$$

$$F_{cal} = 0,104 \text{ cm}, F_{adm} = \frac{L}{250} = 0,66 \text{ cm}$$

$F_{cal} = 0,104 \text{ cm} < F_{adm} = 0,66 \text{ cm}$ Condition vérifiée



IV.3 La cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

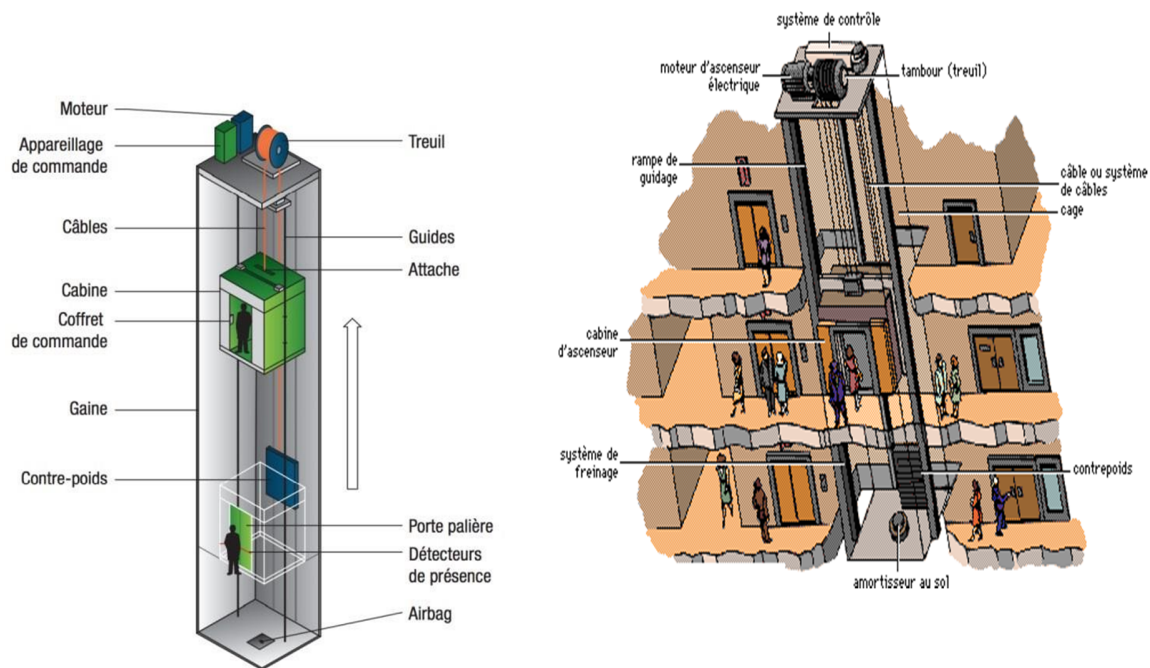


Figure. IV.4: Schéma d'un ascenseur

III.3.1. Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

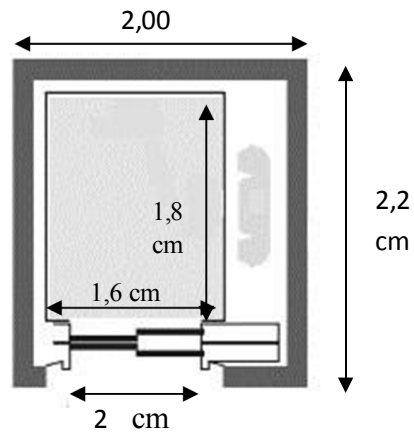
- le treuil de levage et sa poulie
- la cabine ou la benne
- le contre poids

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 : la charge en cabine
- P_p : le poids de contrepoids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 600 kg pour 8 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,54 m².



Ses dimensions selon (NFP82-22)

Largeur de la cabine : 1,6m

Longueur de la cabine : 1,80 m

Hauteur : 2,2 m

La largeur de passage libre : 0,8 m

La hauteur de passage libre : 2 m

La hauteur de la course : 22,94 m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,8) + 1,6) \times 2,20 = 11,44 \text{ m}^2$,

Les dimensions de l'ascenseur sont prises en assurant la protection contre le feu et le bruit, pour cela on prend l'épaisseur de la dalle machine égale à 15 cm.

Tableau IV.1: Poids mort de l'ascenseur

N°	Désignation	Surface (m ²)	Charges (kg)
1	Poids de la cabine	$S=(2 \times 1,8 + 1,6) \times 2,20 = 11,44$	$M_1 = 11,5 \times 11,44 \times 1,6 = 210,50$
2	Poids de plancher	$S = 2 \times 2,2 = 4,4$	$M_2 = 110 \times 4,4 = 484$
3	Poids du toit		$M_3 = 20 \times 4,4 = 88$
4	Poids l'arcade		$M_4 = 60 + (80 \times 1,6) = 188$
5	Poids de parachute		$M_5 = 50$
6	Poids des accessoires		$M_6 = 80$
7	Poids des poulies de		$M_7 = 2 \times 30 = 60$
8	Poids de la porte de cabine	$S = 2 \times 0,80 = 1,6$	$M_8 = 80 + (1,60 \times 25) = 120$

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1280,5 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1280,5 + \frac{675}{2} = 1618 \text{ kg}$

IV.3.2. Calcul de la charge total q_u :

a) Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP 82-210), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 12 et le rapport $\frac{D}{d}$ (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

$$\text{On a : } C_r = C_s \times M$$

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$ mm ;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe,

$$\text{Et : } M = Q + P_m + M_g$$

M_g : Poids du câble,

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

Donc : $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1280,5) = 23466 \text{ kg}$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire C_{rn} , il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égale à 0,85.

$$C_r = \frac{23466}{0,85} = 27607,05 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câbles est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec :

m : Type de moulage (2 brins, 3 brins, ...) ;

n : Nombres des câbles,

Pour un câble de $d=12,5 \text{ m}$ et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{27607,05}{8152 \times 2} = 1,6$$

On prend : $n = 2$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

b) Calcul des poids des câbles

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515 \text{ kg / m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 2$;

$$m_2 = m \times n \times L = 24,07 \text{ kg}$$

$$m = Q + P_m + M_g = 675 + 1280,5 + 24,07 = 1979,57 \text{ kg}$$

c) Vérification de C_r

$$C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 2 \times 0,85 = 27716,8 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{m} = \frac{27716,8}{1979,57} = 14,00 > 12 ; \text{Condition vérifiée}$$

d) Calcul de la charge permanente total G

$$\text{On a : } P_{\text{treuil}} = 1200 \text{ kg}$$

$$G = P_m + P_p + P_{\text{treuil}} + m_g = 1280,5 + 1618 + 24,07 + 1200 = 4122,57 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6577,97 \text{ kg}$$

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 4797,57 \text{ kg}$$

IV.3.2.1 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 6577,97 \text{ kg}$,

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6577,97}{4} = 1644,5 \text{ kg/m}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A 5.2.42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045 \cdot c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_u : La charge de calcul à l'E.L.U

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$

c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$

$$c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045 \cdot c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0 = 1649,13 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement

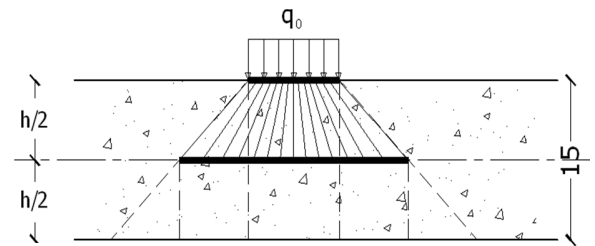


Figure IV.5: Répartition des charges sur la dalle d'ascenseur

IV.3.2.2. Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

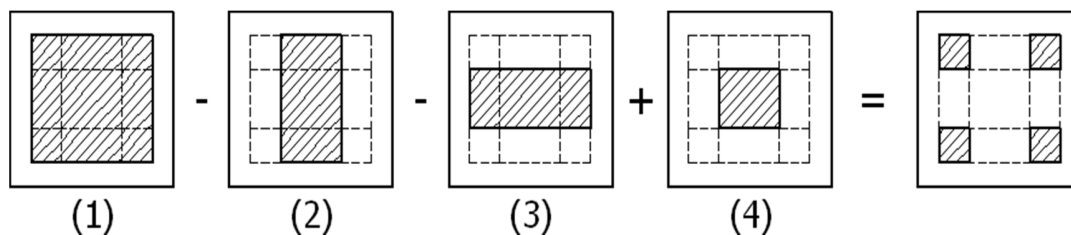


Figure IV.6: Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle

IV.3.2.3. Distances des rectangles :

1) Rectangle (1)

$$U = 100 \text{ cm}$$

$$V = 120 \text{ cm}$$

2) Rectangle (2) :

$$U = 50 \text{ cm}$$

$$V = 120 \text{ cm}$$

3) Rectangle (3) :

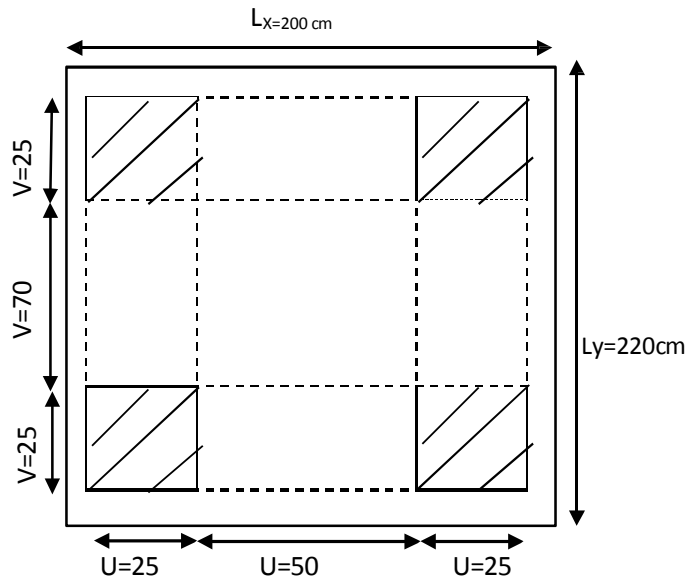
$$U = 100 \text{ cm}$$

$$V = 70 \text{ cm}$$

4) Rectangle (4) :

$$U = 50 \text{ cm}$$

$$V = 70$$

**Figure IV.7:** Dessin montrant la concentration des charges**IV.11.2.4. Calcul des moments suivant les deux directions :**

L'étude de la dalle soumise à des charges concentrées sera faite à l'aide des abaques de PIGEAUT.

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : le coefficient de Poisson,

A l'E.L.U ($\nu = 0$):

$$M_x = M_1 \times P$$

$$M_y = M_2 \times P$$

$$P = P' \times S =$$

M_1, M_2 : tiré à partir des rapports $\frac{u}{L_x}$ et $\frac{v}{L_y}$ dans les abaques (A.4) suivants $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

P' : la charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25×25) cm^2

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{6577,97}{0,25^2} = 105247,52 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2,0 \text{ m}$ et $L_y = 2,2 \text{ m}$

Tableau IV.2 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M1	M2	S (m ²)	P'(Kg/m ²)	P=P'.S(Kg)	M _x (Kg.m)	M _y (Kg.m)
1	0,5	0,55	0,097	0,075	1,2	105247,52	126297	12250,81	9472,27
2	0,25	0,55	0,135	0,1	0,600	105247,52	63148,51	8525,04	6314,851
3	0,5	0,32	0,107	0,091	0,700	105247,52	73673,26	7883,03	6704,27
4	0,25	0,32	0,160	0,129	0,350	105247,52	36836,63	5893,86	4751,93

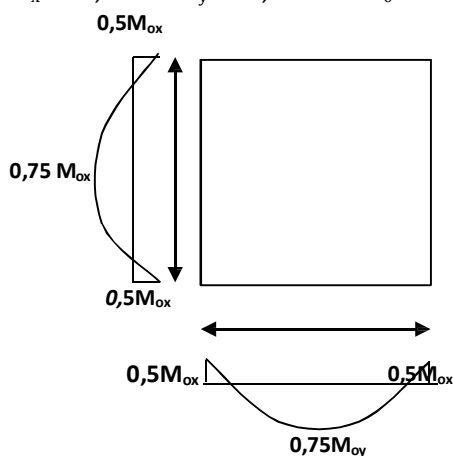
III.3.2.4. Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 1736,6 \text{ kg, m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 1205,1 \text{ kg, m}$$

III.5.2.5. Moments dus aux charges réparties (poids propre)**a) Chargement**

$$L_x = 2,0 \text{ m et } L_y = 2,20 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

**Figure IV.8:Moments de la dalle**

$$\text{Poids propre : } G = 0,15 \times 2 \times 2,2 \times 2500 = 375 \text{ kg}$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 100 \text{ kg}$$

$$\text{E.L.U: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg}$$

$$\text{E.L.S } q_{ser} = 475 \text{ kg}$$

b) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,0}{2,2} = 0,91$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{x2} = \alpha \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = (1 - \alpha) \times M_{x2} \end{cases}$

$$\alpha = 0,91 \rightarrow \alpha = 0,0447 \text{ et } 1 - \alpha = 0,8036$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 0,0447 \times 656,25 \times 2,0^2 = 117,34 \text{ kg.m}$$

$$M_{y2} = 0,8036 \times 117,34 = 94,29 \text{ kg.m}$$

C) Les moments appliqués à la dalle

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 1853,94 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 1299,4 \text{ kg.m}$$

Les moments retenus sont

a) En travée

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 1390,5 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 974,55 \text{ kg.m}$$

b) Sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = 926,97 \text{ kg.m}$$

III.3.3. Calcul du ferrailage de la dalle

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur,

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348$;

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; Fissuration peu préjudiciable,

a) En travée

a-1) Sens L_x

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 1390,46 \text{ kg.m} = 13904,6 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{13904,60}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,05 < \mu_1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,974$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{13904,60}{0,974 \times 13,5 \times 348} = 3,04 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a-2) Sens L_y

$$M_{ty} = 974,55 \text{ kg} / \text{m} = 9745,5 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9745,5}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,03 < 1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,985$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9745,5}{0,985 \times 13,5 \times 348} = 2,10 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appuis

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 926,97 \text{ kg.m} = 9269,7 \text{ N.m}$$

Le moment réduit μ :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9269,7}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,036 < 1 \rightarrow A_{sc} = 0$$

On a : $\beta = 0,982$

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9269,7}{0,982 \times 13,5 \times 348} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Section minimale des armatures

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,88$, on peut appliquer la formule suivante :

a) Sens L_y :

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

b) Sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 0,9}{2} \right) = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,36 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,24 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

➤ Choix des aciers

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

a) En travée**Sens L_x**

$$\begin{aligned} A_{tx} &= 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} & 4T10 \text{ p, m} &= 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ \{ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow \{ & S_{tx} = 25 \text{ cm} \\ S_{tx} &\leq 33 \text{ cm} \end{aligned}$$

Sens L_y

$$\begin{aligned} A_{ty} &= 1,20 \text{ cm}^2 / \text{ml} & 4T10 \text{ p, m} &= 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ \{ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow \{ & S_{ty} = 25 \text{ cm} \\ S_{ty} &\leq 33 \text{ cm} \end{aligned}$$

b) Sur appuis

$$\begin{aligned} \{ A_a &= 1,26 \text{ cm}^2 / \text{ml} & 4T10 \text{ p, m} &= 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ \{ S_t &\leq 33 \text{ cm} & S_t &= 25 \text{ cm} \end{aligned}$$

➤ Armatures transversales :

La mise des armatures transversales dépend de la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur,

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ Avec :}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_X = V_{x1} + V_{x2} ; \text{Sens } L_x$$

$$V_Y = V_{y1} + V_{y2} ; \text{Sens } L_y$$

V_{x1} et V_{y1} : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties

V_{x2} et V_{y2} : sont les efforts tranchants dus aux charges concentrées

Calcul de V_{x1} et V_{y1} :

$$\begin{aligned} \alpha > 0,4 \Rightarrow \quad V_{x1} &= q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ \{ \quad V_{y1} &= q_u \frac{L_x}{3} \\ V_{x1} &= 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{2,0}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,91}{2}} = 6,49 \text{ KN} \\ V_{y1} &= 656,25 \times 10^{-2} \times \frac{2}{3} = 4,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

On calcul V_{x2} et V_{y2}

$$V_{x2} = \frac{P_0}{2u + v} = \frac{1644,5 \times 10^{-2}}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 21,93 \text{ kN}$$

$$V_{y2} = \frac{P_0}{3u} = \frac{1644,5 \times 10^{-2}}{3 \times 0,25} = 21,93 \text{ kN}$$

Donc :

$$V_X = V_{x1} + V_{x2} = 28,42 \text{ kN ; Sens } L_x$$

$$V_Y = V_{y1} + V_{y2} = 26,33 \text{ kN ; Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{\max} = \max(V_X; V_Y) = 22,69 \text{ kN}$$

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{28,42 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,21 \text{ MPa}$$

$15 \text{ cm} \leq h_0 = 15 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$; On vérifié que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérifications**

➤ **Vérification à l'E.L. S**

➤ **Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées**

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + vM_2)p_{\text{ser}} \\ M_{0y} = (M_2 + vM_1)p_{\text{ser}} \end{cases} \quad \text{avec : } v = 0,2 \text{ (E, L, S)}$$

$$p_{\text{ser}} = p'_{\text{ser}} \times S' = \frac{q_{0 \text{ ser}}}{u \times v} \times S$$

$$q_{0 \text{ ser}} = (G + Q) \frac{1}{4} = \frac{4797,57}{4} = 1199,39 \text{ kg}$$

$$p'_{\text{ser}} = \frac{q_{0 \text{ ser}}}{u \times v} = \frac{1199,39}{0,25^2} = 19190,24 \text{ kg / m}^2$$

$$p_{\text{ser}} = 19190,24 \times S =$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 2,0 \text{ m}$ et $L_y = 2,20 \text{ m}$

Tableau IV.3 : Les résultats des moments isostatiques des rectangles

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	S (m ²)	P' (Kg/m ²)	$P=P_{\text{ser}}'.S$ (Kg)	M_x (Kg.m)	M_y (Kg.m)
1	0,025	0,44	0,202	1,30	0,048	19190,24	921,13	186,06	119,74

2	0,47	0,44	0,115	0,092	0,91	19190,24	17463,12	2008,25	1606,6
3	0,025	0,1	0,302	0,253	0,88	19190,24	16887,41	5099,99	4272,5
4	0,47	0,1	0,129	0,138	1,41	19190,24	2705,82	349,05	6085,2

➤ -Les moments dus aux charges concentrées

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 325,84 \text{ kg. m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 48,96 \text{ kg. m}$$

-Moments dus aux charges réparties (poids propre)

$$E.L.S \text{ } q_{ser} = 940 \text{ kg}$$

➤ -Moments dus aux charges réparties (E.L.S)

$$\alpha = 0,88$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens :
$$\begin{cases} M_{0xr} = \alpha \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \alpha \times q_{ser} \times l_y^2 \end{cases}$$

$$\alpha = 0,88 \Rightarrow \alpha_x = 0,0476 \text{ et } \alpha_y = 0,7438$$

$$\text{Donc : } M_{0xr} = 87,7 \text{ kg. m}$$

$$M_{0yr} = 65,23 \text{ kg. m}$$

-Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 78,54 + 87,7 = 166,24 \text{ kg. m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 48,96 + 65,23 = 114,19 \text{ kg. m}$$

➤ -Les moments retenus

a) En travée

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 124,68 \text{ kg. m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 85,64 \text{ kg. m}$$

b) Sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,50 M_{0x} = 83,12 \text{ kg. m}$

-Vérification des contraintes dans le béton

• En travée

Suivant L_x

$$M_{tx} = 1246,8 \text{ N. m} ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2} y^2 + \eta A' (y - d) - \eta A (d - y) = 0 \rightarrow 50 y^2 + 47,1 y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

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

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{1246,8}{6087,13} \times 3,13 = 0,64 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,64 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Suivant L_y

$$M_{ty} = 856,4 \text{ N.m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{856,4}{6087,13} \times 3,13 = 0,44 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,44 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

• Sur appuis

$$M_a = 831,2 \text{ N.m} ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A_{sc} = 0$$

Position de l'axe neutre

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) = 6087,13 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{831,2}{6087,13} \times 3,13 = 0,43 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 0,43 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ Flèche

$$\frac{h_t}{l_x} \geq \frac{M_{tx}}{20xM_{0x}} \Rightarrow 0,107 > 0,0375 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$A_s \leq \frac{2xbxd}{f_e} \Rightarrow 3,14 < 6,75 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.4. Escaliers :

IV.4.1. Introduction :

Les escaliers sont une partie du gros œuvre qui fait communiquer entre eux les différents niveaux d'un immeuble. A la différence d'un incliné (rampe de garage, par exemple), l'escalier est composé de plans horizontaux et verticaux successifs : marches, contremarche et palier.

Ils constituent une issue de secours important en cas d'incendie, l'établissement des escaliers nécessite le respect de certains facteurs, ils doivent être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à monter sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence des pas ou une régularité dans son exécution, cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron :

$2h + g = p$: avec p : l'amplitude du pas.

– **L'emmarchement E** : largeur utile de l'escalier, mesurée entre murs ou entre limons.

– **La hauteur de marche h** : distance verticale qui sépare le dessus d'une marche du dessus de la marche suivante.

– **Le giron g** : distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches consécutives.

– **La contremarche** : désigne soit la face verticale située entre deux marches consécutives, soit la pièce de bois ou de métal obturant l'espace entre ces deux marches.

– **La marche** : surface plane horizontale de l'escalier sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.

– **La Paillasse** : dalle inclinée supportant les marches et les contremarches d'un escalier.

Le palier : plate-forme en béton, en bois ou en métal située

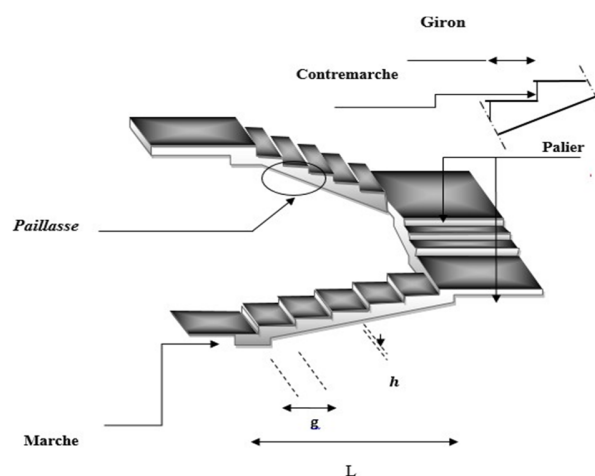


Figure IV.9:Escaliers

Notre projet contient un seul type d'escalier :

Escalier à 2 volées se trouve à tous les niveaux du RDC jusqu'aux étages.

Pour arriver à faire le calcul d'un escalier il faut se baser sur les formules suivantes :

Formule de Blondel : $cm \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$ Avec

: h : La hauteur de la marche (contre marche) g : La

largeur de la marche.

On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$ (usage d'habitation)

On a aussi c'est deux formules :

$$H = n \times h = \frac{h_g}{2} \text{ et } L = (n - 1)g$$

Avec : H : Hauteur entre les faces supérieures des deux paliers successifs d'étage.

n : Le nombre de contre marche.

L : La projection horizontale de la longueur totale de la volée.

Calcul du nombre de contre marches : volées (1)

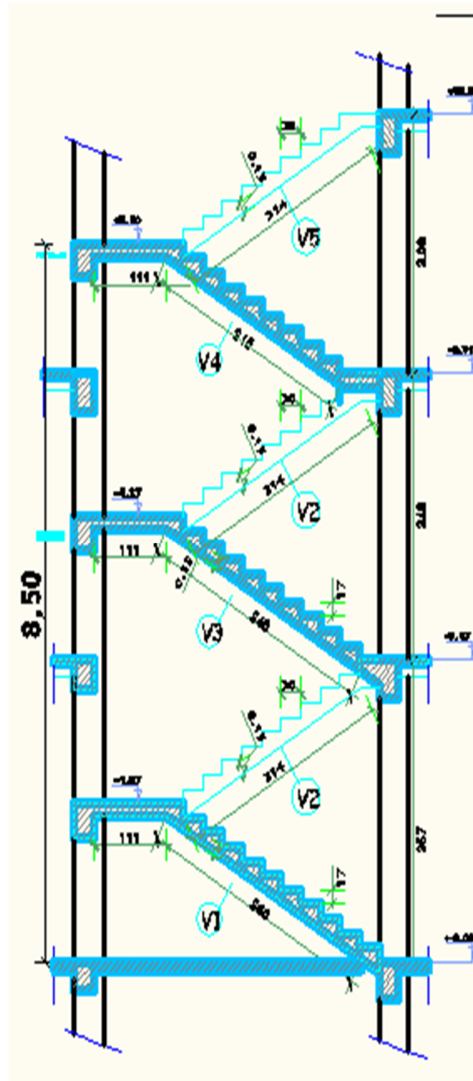


Figure IV.10. schéma ferrailage d'escalier :

$n = N - 1 = 10$ marches pour volées (1) et 9 pour volées (2).

volées (3)

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} = 20$$

$n = N - 1 = 9$ marches pour volées (3)

volées (4)

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

$n = N-1 = 8$ marches pour volées (4)

- L'inclinaison de la paillasse :

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

- Epaisseur de la paillasse :

Condition de résistance :

$$\frac{L}{30} \leq e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{360}{30} \leq e \leq \frac{360}{20}$$

D'où

$$10 \leq e \leq 18$$

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

Escalier $e = 15 \text{ cm}$

Descente des charges

a-Paillasse :

Tableau IV.4 : Charges et surcharge du volée de l'escalier

Désignation	e (m)	G (Kn/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0,02	0,4
Mortier de ciment horizontal	0,02	0,4
Lit de sable	0,02	0,36
Revêtement en carrelage vertical	$\operatorname{tag} \alpha \cdot 0,4$	0,23
Mortier de ciment vertical	$\operatorname{tag} \alpha \cdot 0,4$	0,23
Poids propre de la paillasse	$\frac{e_p}{\cos \alpha} \times 0,25$	3,44
Poids propre des marches	$\frac{h}{2} \times 0,22$	1,87
Enduit en ciment	$0,02 / \cos \alpha$	0,02
G	6,95	
Q	2,5	

$$q_u = 13,13 \text{ kN/m}$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\{ q_{ser} = 9,45 \text{ kN/m}$

b- Palier :

Tableau IV.5 : charges et surcharge du palier de l'escalier

Désignation	e (m)	$G (Kn/m^2)$
Revêtement en carrelage	0,02	0,4
Mortier de ciment	0,02	0,4
Lit de sable	0,02	0,36
Poids propre du palier	$ep \times 0,25$	3,5
Enduit en ciment	0,02	0,2
G	4,86	
Q	2,5	

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 10,31 kN/m \\ q_{ser} = 7,36 kN/m \end{cases}$

ELU	
Pu1	13,13
Pu2	10,31
Ra	31,21
Rb	28,64
Ta	31,21
Tb	-28,64
Tmax	31,21
Mmax	37,09
M(x=L1)	27,27

ELS	
Ps1	9,45
Ps2	7,36
Ra	22,45
Rb	20,55
Ta	22,45
Tb	-20,55
Tmax	22,45
Mmax	26,67
M(x=L1)	19,59

La disposition de ferrailage :

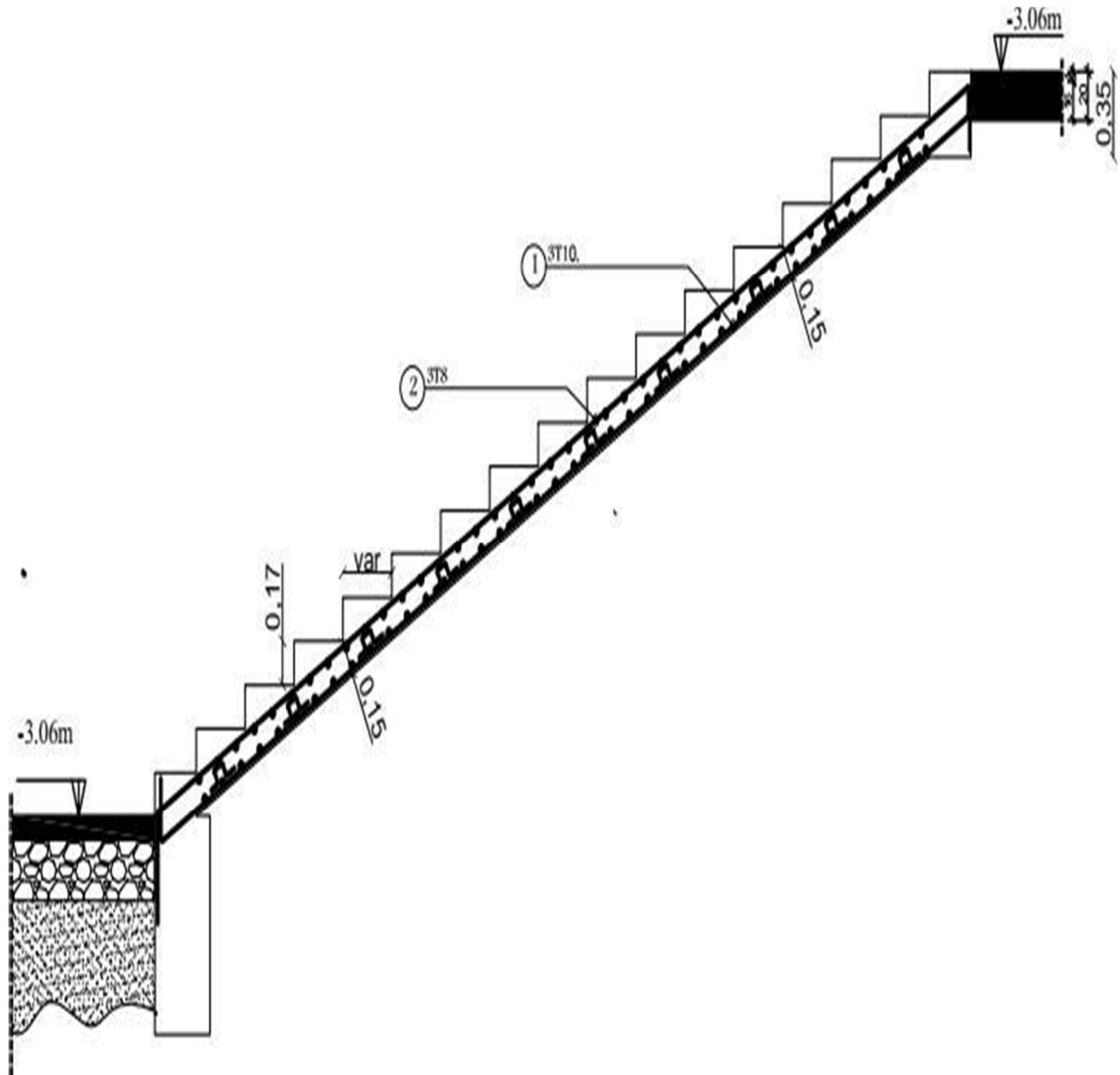


Figure IV.11. La disposition de ferrailage de paillasse d'un escalier hélicoïdale

Armatures longitudinales

En travée	
ep	0,15
d	0,135
b	1
fc28	25
γ_b	1,5
σ_{bc}	14,17
fe	450
γ_s	1,15
σ_s	391
	0,12
As'	As' = 0
α	0,163
β	0,935
As	6,386 cm ²
Amin	1,449 cm ²
Aadopte	6,386 cm ²

En appuis	
ep	0,15
d	0,135
b	1
fc28	25
γ_b	1,5
σ_{bc}	14,17
fe	450
γ_s	1,15
σ_s	391
	0,090
As'	A's = 0
α	0,1179
β	0,953
As	4,609 cm ²
Amin	1,449 cm ²
Aadopte	4,609 cm ²

en appuis		
ep	0,15	
d	0,135	
b	1	
fc28	25	
γ_b	1,5	
σ_{bc}	14,17	
fe	450	
γ_s	1,15	
σ_s	391	
	0,072	
As'	A's = 0	
α	0,0933	
β	0,963	
As	3,647	cm ²

On adopte 6T12 avec :

$A_{adm} =$

6.79 cm² et $S_t = 15$ cm

CHAPITRE V

Etude sismique

V.1-Généralités sur les séismes :

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint.

La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Notre projet est situé dans une **zone I**, qui correspond à une zone de sismicité faible et l'immeuble est classé d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99/2003) la pénétrante est considérée comme un ouvrage de grande importance .

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

V2) Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V3) 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 :

V.3.1-Analyse statique équivalente :

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.

V.3.2-Analyse Modale Spectrale :

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout le maxima 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.3.3-Méthode du calcul :

On va devoir avoir recours à un logiciel d'où « ETABS 9.7.4 » pour pouvoir calculer les forces, ce logiciel contient donc les différentes méthodes de calcul sismique (Réponse Spectrum Fonction ; Time Historie Fonction...). Dans notre cas, on a choisi « Réponse 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%.

V.4) Conditions à vérifier :

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que :

- 1) La période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieure à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} :

$$T_{dyn} < 1,3 T_{sta}$$

- 2) La résultante des forces sismiques à la base V_{dx} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente :

$$V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

- 3) Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta_k = \Delta_k - \Delta_{k-1} \leq \overline{\Delta_k} \text{ avec : } \Delta_k = R \Delta_{ek}$$

- R : Coefficient de comportement
- Δ_k : Déplacement du aux forces sismiques (y compris l'effort de torsion)

- Δ_k : Déplacement admissible (égale à 1% h_k) 4) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

4) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

• P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « K » :

• Δ_k : Effort tranchant d'étage au niveau « K »

• h_k : Déplacement relatif du niveau « K » par rapport à « K-1 ».

• h_k : Hauteur de l'étage « K » :

- Si $0,10 < \theta \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse

élastique du 1^{er} ordre par le facteur : $1 + \theta$;

- Si $\theta > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

5) Le facteur de participation massique dépasse 90 % :

$$\alpha_i = \frac{(\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{ki})^2}{(\sum_{k=1}^n W_k \Phi_{ki}^2)} \times \frac{1}{\sum_{k=1}^n W_k}$$

Le logiciel ETABS peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation Massiques.

6) La distance entre le centre de masse et le centre de rigidité ; cette distance doit être très petite afin d'éviter des efforts de torsion élevés.

V.5 Méthode d'analyse modale spectrale:

V.5.1. Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure. La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

V.4.2-Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) ; 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^2 T_2 \leq T \leq 0,3 s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R}\right) T > 3,0 s \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 2,5\eta \\ 2,5\eta(1,25A) \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{R}{T_2} \frac{T}{3} \\ \frac{R}{T} \frac{T}{3} \end{array} \right\} \frac{Q}{R} T > 3.0 s$$

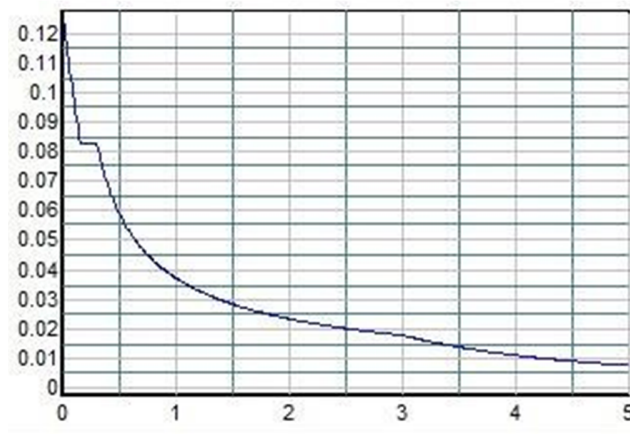


Figure V.1 : Spectre de réponse

V.4.3-Disposition des voiles de contreventement :

V.6. Méthode statique équivalente :

V.6.1. Conditions d'application de la méthode (RPA99/2003 art 4.1.2) :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

b) Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes

Zone I :

- tous groupes

Zone II :

- groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

- groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Régularité en plan

a1. Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

a2. A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

a3. La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher inférieur ou égal 4 (cfFig 3.2)

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction. (cfFig 3.2)

a4. Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan.

Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

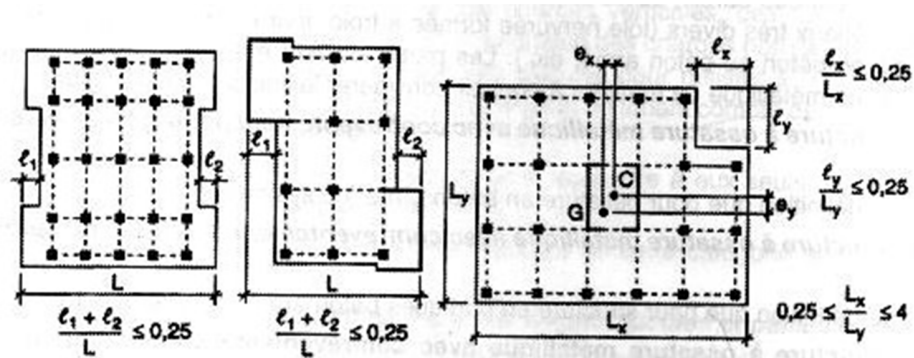


Figure V.2. : Limites des décrochements en plan Régularité en élévation

$$L_X = ; L_Y = ; l_x = ; l_y$$

b1. Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

b2 Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

b4. Dans le cas de décrochements en élévation, la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul et ne s'effectue

que dans le sens d'une diminution avec la hauteur. La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

Toutefois, au dernier niveau, les éléments d'ouvrage, tels que buanderies, salle de machines d'ascenseurs etc. pourront ne pas respecter les règles b_3 et b_4 et être calculés conformément aux prescriptions relatives aux éléments secondaires

D'une manière générale, se reporter aux schémas illustratifs ci-après (fig. 3.3).

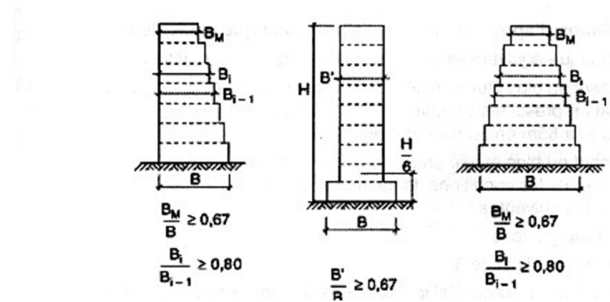


Figure : V.3: Limites des décrochements en élévation

Pour notre bâtiment

$$\frac{B'}{B} \geq 0,67 \Rightarrow \frac{29,4}{29,4} = 1 \geq 0,67 \text{ Condition vérifiée}$$

Tableau V.1 : Condition d'utilisation de la méthode statique

T	Conditions	Vérifications	
Régularité en élévation	$\frac{B'}{B} \geq 0,67$	$1 \geq 0,67$	Vérifiée
Régularité en plan	$\frac{l_1 + l_2}{L} \leq 0,25$	$0,17 \leq 0,25$	

Alors on peut utiliser la méthode statique équivalente

V.6.2. Principe de la méthode (RPA99/4.2.1) :

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et horizontales. Et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

- V : La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D}{R} \cdot W$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone RPA99 (tableau 4.1)

Donc $A = 0,1$

- D : Le facteur d'amplification dynamique moyenne D est une fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$2,5 \eta \leq T \leq T_2$$

$$\left[\begin{array}{l} D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \quad \frac{5}{3}T \leq 3s \end{array} \right.$$

η : Le facteur de correction d'amortissement " η " et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{T}{2 + \xi}} \geq 0,76$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, donné par le tableau 4.2 RPA99/2003

$$\xi = 7\% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{T}{2 + 7}} = 0,88 \geq 0,76$$

T : 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.

La formule empirique : $T = C_T \alpha h_N^{\frac{3}{4}}$

h_N : Hauteur mesuré en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau,

$$h_N = 25,33 \text{ m}$$

C_T : Le coefficient en fonction du contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 du RPA99/2003, $C_T = 0.05$.

$$T = T = C_T h_N^{\frac{3}{4}} = 0,05 \times 25,33^{\frac{3}{4}} = 0,56 \text{ sec}$$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol : (Tableau 4)

On a un sol meuble site 3 donc : $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,5 \text{ sec}$

On a : $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$; $0,5 \leq 0,56 \leq 3$

$$D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \times \left(\frac{0,5}{0,56} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,748$$

$$T_x = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{y}} = 0,39 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = 0,48 \text{ s}$$

Sens x : $T_x = \min (T_x; T_y) \Rightarrow T_x = 0,39 \text{ s}$

Sens y : $T_y = \min (T_y; T) \Rightarrow T_y = 0,48 \text{ s}$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associé la catégorie du sol : (Tableau 4.7)

On a : $T_1 = 0,15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0,30 \text{ sec}$

$T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$; $0,30 \leq 0,75 \leq 3 \text{ s}$

$$\begin{cases} D_x = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,9 \times 0,84 = 1,6 \\ D_y = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{\frac{2}{3}} = 1,9 \times 0,73 = 1,4 \end{cases}$$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

Tableau V.2 : Coefficient d'accélération de la zone RPA99

Groupe	I	Iia	Iib	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Dans le cas de notre projet : $A = 0,10$ (Ouvrages Courants : Habitations-Bureaux
 Groupe d'usage 2
 • Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4 RPA99)

Tableau V. 3 : valeurs des pénalités P_q

Critère q	P_q	
	Observé	Non observé
1 Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2 Redondance en plan	0	0.05
3 Régularité en plan	0	0.05
4 Régularité en élévation	0	0.05
5 Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6 Contrôle de qualité de l'exécution	0	0.10

On trouve :

$$Q_x = Q_y = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,05 + 0 + 0 + 0,10) = 1.25$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 du RPA99/2003 en fonction du système de contreventement. En cas d'utilisation de systèmes de contreventement différents dans les deux directions considérées, il y'a lieu d'adopter pour le coefficient

la valeur la plus petite.

Pour notre projet $R=7$

- **W** : Le poids total du bâtiment

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celle des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, donnée par le (tableau 4.5 RPA99/2003) $\Rightarrow \beta = 0.3$

Niveau	Déplacement maximum (m)	
	Sens x	Sens y
7	0,0048	0,0043
6	0,0046	0,0031
5	0,0039	0,0026
4	0,0029	0,0025
3	0,0022	0,0018
2	0,0015	0,0012
1	0,0009	0,0007
RDC	0,0003	0,0002

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

→ $\bar{\Delta} = 0.01h_e$, et h_e : la hauteur de l'étage.

→ $\Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k$ et $\Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$

$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$ et $\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

δ_{ex}^k : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

R : coefficient de comportement global de la structure, R= 5

Tableau V. 4 :: Vérifications des déplacements latéraux inter-étage

Story	Diaphragm	Mass X kg	Mass Y kg	XCM	YCM	Cum Mass Y kg	Cum Mass Y kg	XCC M m	YCC M m
STOR Y 1	D1	149,51	149,51	6,8923	12,9528				
STOR Y 2	D2	113,774	113,774	6,9092	12,9312				
STOR Y 3	D3	105,562	105,562	7,031	13,0089				
STOR Y 4	D4	105,562	105,562	7,031	13,0089				
STOR Y 5	D5	107,703	107,703	7,0866	12,656				
STOR Y 6	D6	106,916	106,916	7,0857	12,6564				
STOR Y 7	D7	106,916	106,916	7,0857	12,6564				
STOR Y 8	D8	91,639	91,639	7,0804	12,6924				

V.6.3) Poids total de la structure:

$W(t) = M \times G$ avec $G = 9,81 \text{ N/kg}$

Niveau	W(t)
7	1466,72
6	1116,12
5	1035,56
4	1035,56
3	1056,57
2	1048,84
1	1048,84
RDC	898,98
TOTAL	8707,19

V.4) Verifications des forces sismiques: ($V_{dy} > 80\% V_{st}$):

5.1- Le calcul de la force sismique totale:

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0,10 \times 1,748 \times 1,25 \times 8707,19}{5} =$$

$$V_{st} = 380,5 \text{ t}$$

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q \times W}{R} = \frac{0,10 \times 1,6 \times 1,25 \times 8707,19}{5} =$$

$$V_x = 348,29 \text{ t}$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q \times W}{R} = \frac{0,10 \times 1,4 \times 1,25 \times 8707,19}{5,76} =$$

$$V_y = 304,75 \text{ t}$$

Tableau V.3: Valeurs de la force sismique totale

	$V_{dx}(t)$	$V_{dy}(t)$
Forces sismiques	348,29	304,75

$V_{dy} = 348,29 \text{ t} > 80 \% V_{st} = 304,4 \text{ t}$ condition vérifiée

$V_{dy} = 304,29 \text{ t} > 80 \% V_{st} = 304,4 \text{ t}$ condition vérifiée

Tableau V.5 : Facteur de participation massique

NIVEAU	$\Delta_{ex} \text{ (m)}$	$\Delta_{ey} \text{ (m)}$	$\Delta_x \text{ (m)}$	$\Delta_y \text{ (m)}$	$\bar{\Delta} \text{ (m)}$	
7	0,0006	0,0006	0,0021	0,0021	0.0306	Vérifiée
6	0,0006	0,0006	0,0021	0,0021	0.0306	Vérifiée
5	0,0007	0,0006	0,00245	0,0021	0.0306	Vérifiée
4	0,0007	0,0007	0,00245	0,00245	0.0306	Vérifiée
3	0,0007	0,0006	0,00245	0,0021	0.0306	Vérifiée
2	0,0006	0,0005	0,0021	0,00175	0.0306	Vérifiée
1	0,0006	0,0005	0,0021	0,00175	0.0340	Vérifiée
RDC	0,0003	0,0002	0,00105	0,0007	0.0357	Vérifiée

Selon le Rpa99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$$

$$\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec :

→ $\bar{\Delta} = 0.01h_e$, et h_e : la hauteur de l'étage.

→ $\Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k$ et $\Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$

$\Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1}$ et $\Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x

δ_{ex}^k : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

R : coefficient de comportement global de la structure, R= 3.5

Tableau V.6: Nombre des modes a considérée:

Facteur de participation massique (%)

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
1	0,338	0,6514	0,0021	0	0,6514	0,0021	0
2	0,288	0,0004	0,6779	0	0,6518	0,68	0
3	0,282	0,049	0,0102	0	0,7008	0,6902	0
4	0,091	0,152	0,0001	0	0,8528	0,6903	0
5	0,075	0,0201	0,0008	0	0,873	0,6911	0
6	0,073	0,0003	0,1843	0	0,8732	0,8754	0
7	0,043	0,0594	0,00001162	0	0,9327	0,8754	0
8	0,036	0,0103	0,00003447	0	0,943	0,8755	0
9	0,034	0	0,0712	0	0,943	0,9467	0
10	0,026	0,0294	0,000000793	0	0,9724	0,9467	0
11	0,022	0,0057	0,0001	0	0,9781	0,9467	0
12	0,021	0,00001148	0,0333	0	0,9781	0,98	0

RX	RY	RZ	Sum R X	Sum R Y	Sum R Z
0,001	0,2944	0,0463	0,001	0,2944	0,0463
0,325	0,0001	0,013	0,326	0,2945	0,0593
0,0046	0,0258	0,6399	0,3306	0,3203	0,6991
0,0001	0,3276	0,0211	0,3307	0,6479	0,7203
0,0015	0,0416	0,1546	0,3322	0,6895	0,8749
0,3598	0,0006	0,0008	0,692	0,6901	0,8757
0,00002982	0,1278	0,0107	0,692	0,8179	0,8863
0,0001	0,0223	0,061	0,6921	0,8402	0,9474
0,1572	0	0,000008215	0,8493	0,8402	0,9474
0,00000231 7	0,0814	0,0056	0,8493	0,9216	0,953
0,0002	0,0159	0,0269	0,8496	0,9375	0,9799
0,0926	0,00002953	0,0001	0,9422	0,9375	0,9799

Vérification de la période fondamentale:

La valeur de la période du premier mode obtenue après l'analyse dynamique: $T_{dyn} = 0,338$

$T_{dyn} = 0,338 \text{ sec} < 1,3 T_x = 0,507 \text{ sec}$ Condition vérifiée

$T_{dyn} = 0,338 \text{ sec} < 1,3 T_x = 0,624 \text{ sec}$ Condition vérifiée

Vérification des facteurs de participation massique :

Sens Transversal :

$\sum \alpha_y = 94,67\% > 90\%$ Condition vérifiée

Sens Longitudinal :

$\sum \alpha_x = 97,81\% > 90\%$ Condition vérifiée

NIVEAU	$\Delta_{ex} \text{ (m)}$	$\Delta_{ey} \text{ (m)}$	$\Delta_x \text{ (m)}$	$\Delta_y \text{ (m)}$	$\Delta \text{ (m)}$	
7	0,0006	0,0006	0,0021	0,0021	0.0306	Vérifiée
6	0,0006	0,0006	0,0021	0,0021	0.0306	Vérifiée
5	0,0007	0,0006	0,00245	0,0021	0.0306	Vérifiée
4	0,0007	0,0007	0,00245	0,00245	0.0306	Vérifiée
3	0,0007	0,0006	0,00245	0,0021	0.0306	Vérifiée
2	0,0006	0,0005	0,0021	0,00175	0.0306	Vérifiée
1	0,0006	0,0005	0,0021	0,00175	0.0340	Vérifiée
RDC	0,0003	0,0002	0,00105	0,0007	0.0357	Vérifiée

Les déplacements latéraux inter-étape :

Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ :

Selon le RPA 99/2003 (l'article 5.9), Les effet de deuxième ordre (ou l'effet de P-Δ) peuvent être négligés si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,10$$

Sens-x : Sens-x :

Tableau V.7. : Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ(sens x)

NIVEAU	$W_i \text{ (t)}$	P_k	Δ_k	V_k	$h_i \text{ (m)}$	θ
7	146,672	91,670526	0,0021	18,72	0.0306	0,0033606
6	111,612	198,624051	0,0021	35,42	0.0306	0,0038484
5	103,556	305,577576	0,00245	48,79	0.0306	0,0050146
4	103,556	413,317863	0,00245	59,66	0.0306	0,0055468
3	105,657	518,916627	0,00245	68,14	0.0306	0,0060973
2	104,884	624,515391	0,0021	74,5	0.0306	0,0057529
1	104,884	738,328068	0,0021	79,1	0.0340	0,0057652
RDC	89,898	887,892309	0,00105	81,99	0.0357	0,0031851

Sens-y :

Tableau V.8: Justification Vis A Vis De l'effet P-Δ(sens y)

NIVEAU	W_i (t)	P_K	Δ_k	V_K	h_i (m)	θ
7	146,672	91,670526	0,0021	20,01	0.0306	0,003144
6	111,612	198,624051	0,0021	37,39	0.0306	0,0036456
5	103,556	305,577576	0,0021	50,97	0.0306	0,0041144
4	103,556	413,317863	0,00245	61,92	0.0306	0,0053444
3	105,657	518,916627	0,0021	70,44	0.0306	0,0050556
2	104,884	624,515391	0,00175	76,93	0.0306	0,0046426
1	104,884	738,328068	0,00175	81,77	0.0340	0,0046474
RDC	89,898	887,892309	0,0007	84,94	0.0357	0,0020496

$\theta \leq 0,10 \Rightarrow$ Donc l'effet P-Δ est négligeable pour les deux directions transversale et longitudinale.

Calcul du joint

Entre le bloc 1 et le bloc 2

$U_x = 0.0068 \text{ m} = 0.68 \text{ cm}$ bloc 1

$U_x = 0.0048 \text{ m} = 0.48 \text{ cm}$ bloc 2

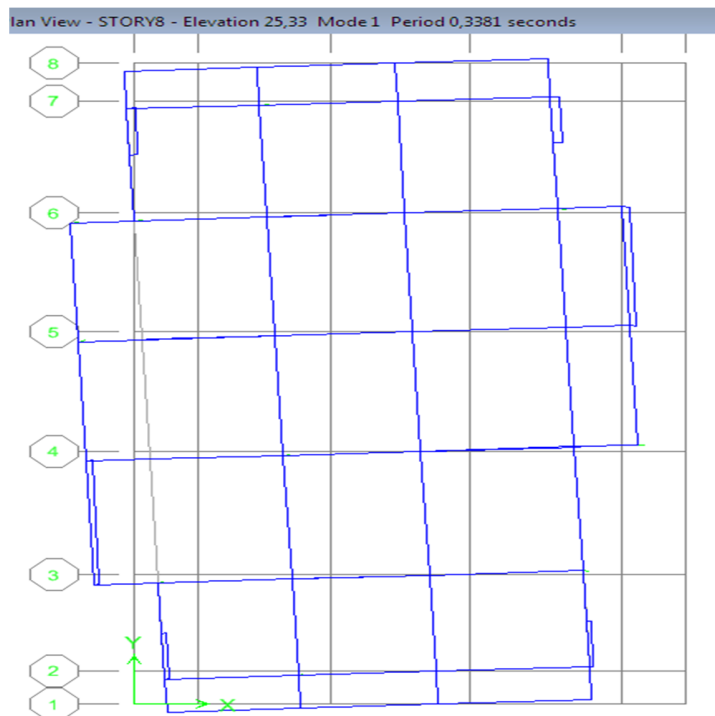
Entre le bloc 1 et le bloc 2

$\Delta = (0.48 + 0.68) \times 4 + 1.5 = 6.96 \text{ cm}$

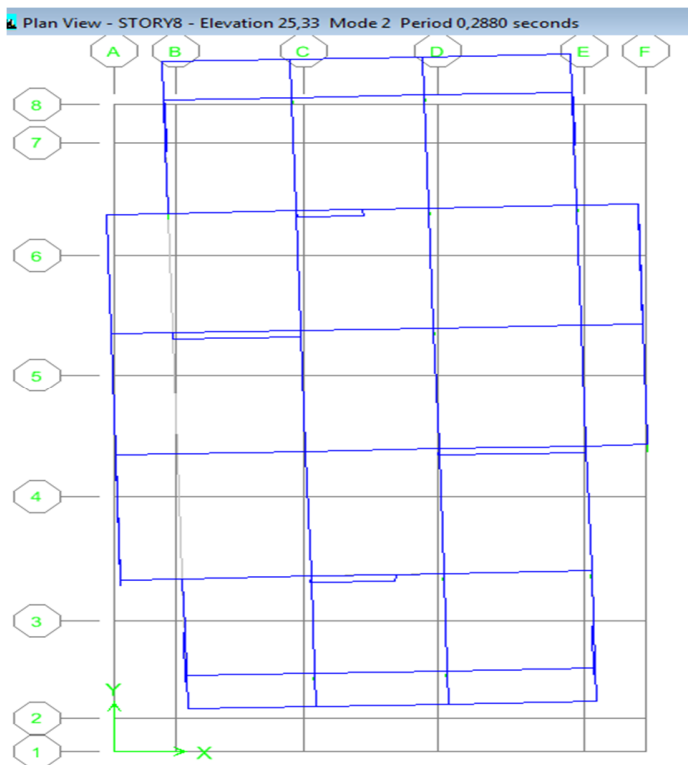
Joint choisi est : $\Delta = 10 \text{ cm}$

Les trois premiers modes de vibration sont comme suit:

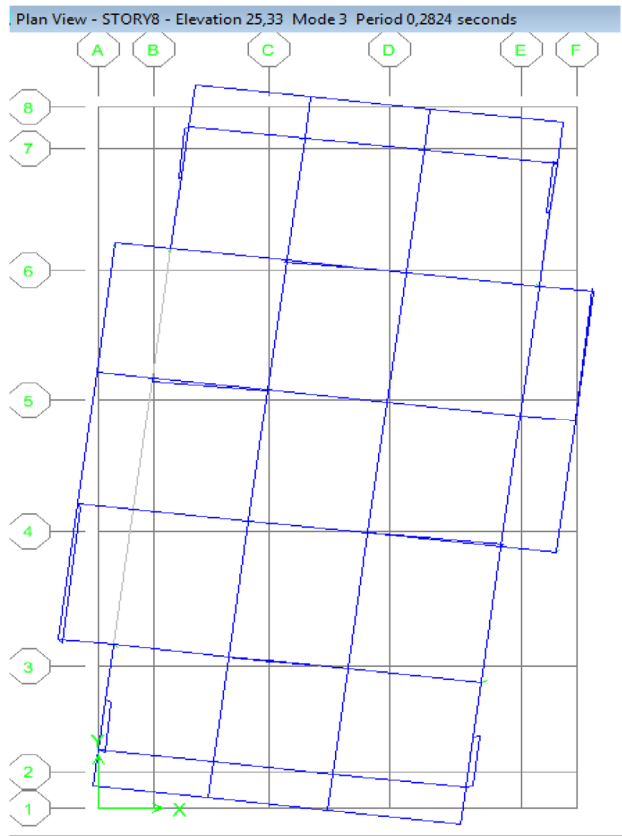
➤ Mode 01:



➤ Mode 02:



Mode 03:



V.6.4) Vérification de la période fondamentale:

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique: $T_{\text{dyn}} = 0,338 \text{ s}$

$T_{\text{dyn}} = 0,338 < 1,3 T_x = 1,3 \times 0,39 = 0,507 \text{ sec}$ Condition vérifiée

$T_{\text{dyn}} = 0,338 < 1,3 T_y = 1,3 \times 0,48 = 0,624 \text{ sec}$ Condition vérifiée

Vérification des facteurs de participation massique:

Sens transversal:

$\Sigma \alpha_y = 94.37 \% > 90\%$ condition vérifiée.

Sens longitudinal:

$\Sigma \alpha_x = 92.97\% > 90 \%$ condition vérifiée.

CHAPITRE VI

Etude des portiques

VI.1) Introduction:

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du cas le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

➤ **Poutres :**

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple.

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)
 $1,35 G + 1,5 Q$
- Sollicitation du 2^{eme} genre [RPA 99 (version 2003)]
 - $0,8G \pm E$
 - $G + Q \pm E$

➤ **Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en flexion composée.

- Sollicitation du 1^{er} genre (BAEL 91)
 $1,35 G + 1,5 Q$
- Sollicitation du 2^{eme} genre [RPA 99 (version 2003)]
 - $G + Q \pm 1,2 E$ (système auto-stable)
 - $G + Q \pm E$ (système contreventé par des voiles)

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Effort sismique

VI.2) Ferraillage des poutres :**VI.2.1 : Méthode de calcul:**

En général, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion, 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.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} et du 2^{eme} genre.

- Sollicitation du 1^{er} genre : $S_{p1} = 1,35 G + 1,5 Q \Rightarrow$ Moment correspondant M_{sp1}

- Sollicitation du 2^{eme} genre :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{p2} = 0,8G \pm E. \\ S_{p2} = G + Q \pm E. \end{array} \right.$$

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} < 1,15$ on determine les armatures sous S_{p1}

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on determine les armatures sous S_{p1}

Dans le calcul relative au "ELU" on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour une situation accidentelle : $\left\{ \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa.} \right.$

$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$ Pour Une situation courante : $\gamma_s =$

$1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa.}$

$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$ $\left\{ \right.$

VI.2.1-les armatures longitudinales :

Selon le R.P.A 99 (version 2003), on a :

➤ Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% (bxh)$

➤ Section d'armature maximale : $A_{max1} = 4\% (bxh)$ (Zone courante)

$A_{max2} = 6\% (bxh)$ (Zone de recouvrement)

➤ Le diamètre minimum est de 12 mm

➤ La longueur minimale des recouvrements est de: 40Φ en zone I

➤ Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90° .

VI.2.1.1- Sens longitudinal : « poutre principale (30x40) cm² » :

☑ Armatures longitudinales :

Calculons d'abord les sections min. et max. des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\%(bxh) = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{6,00 \text{ cm}^2} \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%(bxh) = 4 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{48 \text{ cm}^2} \text{ (zone courante)}$$

$$A_{max2} = 6\% (bxh) = 6 \times 30 \times 40 / 100 = \mathbf{72 \text{ cm}^2} \text{ (zone de recouvrement)}$$

Données :

Données :

- Largeur de la poutre $b = 30\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h_t = 40\text{cm}$.
- Hauteur utile des aciers tendus $d = 0.9 \times h_t = 36\text{ cm}$
- 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 peu préjudiciable

Les résultats seront résumés sous forme des tableaux :

➤ Si $M_{sp2}/M_{sp1} > 1,15$ on détermine les armatures sous S_{p2} .

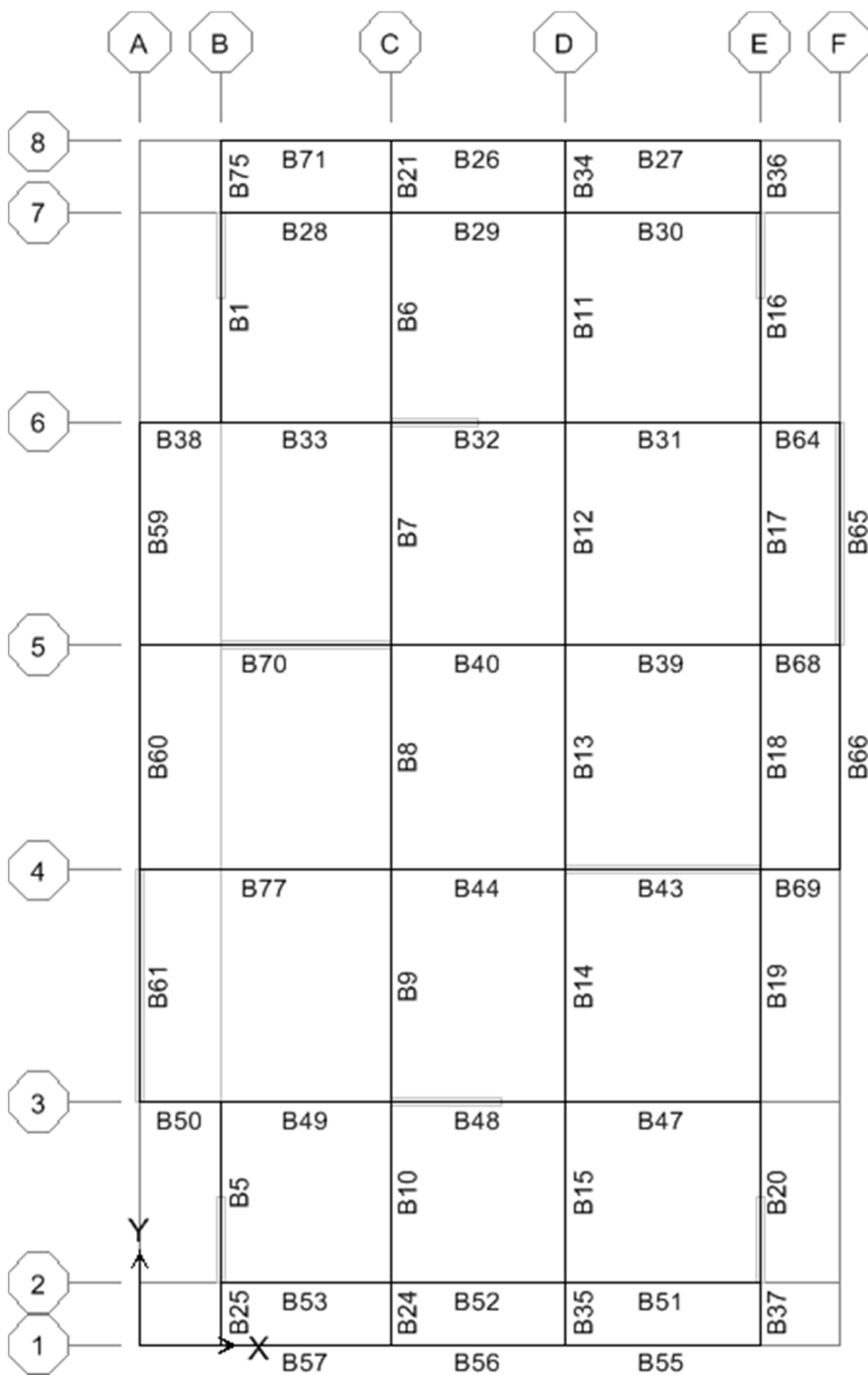
Dans le calcul relatif au « ELU » on introduit des coefficients de sécurités (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400\text{ Mpa}$.

$\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48\text{ Mpa}$

Pour les autres cas : $\gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348\text{ Mpa}$.

$\gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17\text{ Mpa}$



Les armatures minimales des poutres principales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% bht$.

poutre principale (30x45) cm² :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter,

$$A_{min} = 0,5\%b.ht = 0,5 \times 30 \times 45 / 100 = 6,75 \text{ (Sur toute la section)}$$

Sollicitation du 1^{er} genre

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY8	B8	ELU	0,2	0	-7,41	0	0,288	0	-7,254
STORY8	B9	ELU	2,191	0	-0,11	0	-0,233	0	4,089

Sollicitation du 2^{em} genre

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY4	B5	08GEY MAX	1,98	0	4,42	0	0,15	0	3,604
STORY8	B9	GQEX MAX	4,68	0	5,42	0	-0,082	0	-4,742

En travée : $M = 40,89 \text{ kn/m}$ (1^{er} genre) $\Rightarrow A_{cal} = 2.66 \text{ cm}^2$ on adopte $A = 3T14 + 3T14CH$

En appui : $M = -72,5 \text{ kn/m}$ (2^{em} genre) $\Rightarrow A_{cal} = 4,84 \text{ cm}^2$ on adopte $A = 3T14 + 3T14CH$.

Poutre secondaire (30x35) cm² :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on

a :

$$A_{min} = 0,5\%b.ht = 0, \frac{5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ c (Sur toute la section)}$$

Sollicitation du 1^{er} genre

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY8	B39	ELU	2	0	0,4	0	0,032	0	3,191
STORY7	B39	ELU	3,8	0	4,91	0	0,027	0	-3,233

Sollicitation du 2^{em} genre

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY8	B39	GQEX MAX	2	0	0,69	0	0,088	0	2,441
STORY4	B39	GQEX MIN	3,775	0	2,71	0	-0,026	0	-3,6

En travée : $M = 31.91 \text{ kn/m}$ (1^{er} genre) $\Rightarrow A_{cal} = 2.69 \text{ cm}^2$ on adopte $A = 3T14$

En appui : $M = -36.00 \text{ kn/m}$ (2^{em} genre) $\Rightarrow A_{cal} = 3.06 \text{ cm}^2$ on adopte $A = 3T14$

POUTRE SOU VOILLE

En travée : $M = 3.57 \text{ kn/m}$ (1^{er} genre) $\Rightarrow A_{cal} = 3.03 \text{ cm}^2$ on adopte $A = 3T14 + 3T12$

En appui : $M = -65.9 \text{ kn/m}$ (2^{em} genre) $\Rightarrow A_{cal} = 5.85 \text{ cm}^2$ on adopte $A = 3T14 + 3T12$

Poutre secondaire type 02 (30x40) cm² :

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\%b.ht = 0,5 \times 30 \times 40 / 100 = 6,00 \text{ (Sur toute la section)}$$

Sollicitation du 1^{er} genre

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY8	B77	ELU	2,139	0	-0,13	0	0,054	0	5,975
STORY7	B77	ELU	0,2	0	-10,59	0	0,036	0	-9,844

Sollicitation du 2^{em} genre

Story	Beam	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY3	B70	GQEX MAX	1,67	0	4,71	0	0,006	0	5,389
STORY7	B77	GQEY MIN	0,2	0	-7,84	0	-0,008	0	-7,524

En travée : $M = 59,75 \text{ kn/m (2^{em} genre)} \Rightarrow A_{cal} = 4,50 \text{ cm}^2$ on adopte $A = 3T14 + 3T12CH$

En appui : $M = -98,44 \text{ kn/m (2^{em} genre)} \Rightarrow A_{cal} = 7,76 \text{ cm}^2$ on adopte $A = 3T14 + 3T12CH$.

poutre sous voile

En travée : $M = 53.89 \text{ kn/m (2^{em} genre)} \Rightarrow A_{cal} = 4,03 \text{ cm}^2$ on adopte $A = 3T14 + 3T12CH$

En appui : $M = -41.13 \text{ kn/m (2^{em} genre)} \Rightarrow A_{cal} = 3.04 \text{ cm}^2$ on adopte $A = 3T14 + 3T12CH$.

Ferraillage des poteaux :**Méthode de calcul :**

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion et 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 suivante :

$$- 1^{\text{er}} \text{Genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow [N_{\max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1$$

$$[N_{\min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2$$

$$[M_{\max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3$$

$$- 2^{\text{eme}} \text{Genre : } 0,8G \pm E. \Rightarrow [N_{\max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_4$$

$$G + Q \pm 1,2E \quad [N_{\min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_5$$

$$[M_{\max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_6$$

Dans le calcul relatif aux « ELU », on introduit des coefficients de sécurité (γ_s, γ_b)

Pour situation accidentelle : $\gamma_s=1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ Mpa}$.

$\gamma_b=1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ Mpa}$

Pour les autres cas : $\gamma_s=1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ Mpa}$.

$\gamma_b=1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ Mpa}$

Poteau de (RDC, 1^{er} étage)

Section (50x50) cm²

Tableau: les sollicitations défavorables

1^{er}Genre :

$[N_{\max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1 \quad [N_{\min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2$

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY1	C12	ELU	0	-176,39	0,86	0,12	-0,009	0,192	0,947
STORY2	C37	ELU	2,95	-8,37	-1,17	0,17	-0,025	-0,244	1,965

$[M_{\max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3$

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY2	C10	ELU	0	-54,12	-3,1	-0,01	-0,025	0,058	-5,59

2^{eme} Genre

$[N_{\max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1 \quad [N_{\min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2$

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY1	C5	12GEY MAX	3,12	17,31	0,13	0,31	-0,004	0,211	0,457
STORY1	C12	12GEY MAX	0	-127,02	0,65	0,49	-0,004	1,278	0,756

$[M_{\max}; N_{\text{coresp}}] \rightarrow A_3$

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY2	C24	12GEX MAX	0	-43,59	2,51	1,12	0,059	1,939	4,491

Section adoptée :

$A_{\min} = 0,007 \times 50 \times 50 = 17,5 \text{ cm} \quad \text{Soit } 12\text{T}16$

Poteau de (2^{em} 3^{em} 4^{em} étage)

Section (45x45) cm²

1^{er}Genre :

$[N_{\max}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_1 \quad [N_{\min}; M_{\text{coresp}}] \rightarrow A_2$

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
-------	--------	------	-----	---	----	----	---	----	----

STORY5	C5	ELU	2,61	-17,02	-0,76	-0,07	-0,034	0,102	0,836
STORY3	C12	ELU	0	-124,67	1,39	0,27	-0,023	0,409	1,985

$[M_{max}; N_{coresp}] \rightarrow A_3$

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY5	C19	ELU	0	-45,31	3,01	-0,07	-0,034	-0,108	4,384

2^{eme} Genre

$[N_{max}; M_{coresp}] \rightarrow A_1$ $[N_{min}; M_{coresp}] \rightarrow A_2$

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY3	C5	08GEY MAX	2,61	1,29	0,39	0,15	-0,007	0,152	0,935
STORY3	C12	12GEY MAX	0	-89,78	1,13	0,97	-0,012	1,556	1,621

$[M_{max}; N_{coresp}] \rightarrow A_3$

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY5	C24	12GEX MAX	0	-25,02	3,59	1,41	0,047	2,082	5,3

Section adoptée :

$A_{min} = 0,007 \times 45 \times 45 = 14,17 \text{ cm}$ Soit **8T16**

Poteau de (5^{em} 6^{em} 7^{em} étage)

Section (40x40) cm²

1^{er}Genre :

$[N_{max}; M_{coresp}] \rightarrow A_1$ $[N_{min}; M_{coresp}] \rightarrow A_2$

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY8	C5	ELU	2,61	-1,6	-1	-0,07	-0,028	0,1	1,276
STORY6	C12	ELU	0	-60,75	1,43	0,32	-0,024	0,467	2,068

$[M_{max}; N_{coresp}] \rightarrow A_3$

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY8	C10	ELU	2,61	-5,1	-4,14	-0,03	-0,028	0,03	5,7

2^{eme} Genre

$[N_{max}; M_{coresp}] \rightarrow A_1$ $[N_{min}; M_{coresp}] \rightarrow A_2$

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY8	C5	08GEY MAX	2,61	0,74	0,27	-0,02	-0,011	0,068	1,54
STORY6	C12	12GEY MAX	0	-43,8	1,18	0,99	-0,014	1,461	1,711

$[M_{max}; N_{coresp}] \rightarrow A_3$

Story	Column	Load	Loc	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY8	C24	12GEX MAX	0	-7,9	3,59	1,49	0,016	2,063	4,997

Section adoptée :

$$A_{min} = 0,007 \times 40 \times 40 = 11,20 \text{ cm} \quad \text{Soit } 4T14 + 4T14$$

Sur Appuis :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,101 ; \beta = 0,9475$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 5,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on prend : 5T12 = 5,65 cm²/ml

En travée :

Le moment réduit μ_u

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,07 ; \beta = 0,964$$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = 3,39 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 3T12 = 3,39 cm²

Vérification du ferrailage de la poutre:

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$A_{adpt} > A_{min}$: condition vérifiée

$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 6,75 \text{ cm}^2$; condition vérifiée.

Contrainte de cisaillement: $\tau_u = \frac{T}{b \times d} = 0,337 \text{ MPa}$

$\tau_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$; Fissuration préjudiciable

$$\overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau_u} = 0,29 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa}$; Condition vérifiée

Détermination du diameter des armatures transversal:

$$\phi_l \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l \right\} ; \phi_l = 8 \text{ mm}$$

L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 40 \text{ cm}\} = \min\{36,45 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003:

Zone nodale : $S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30\text{ cm}; 12\Phi_1\right\}$; $S_t = 10\text{ cm}$

Zone courante: $S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5\text{ cm}$; $S_l = 15\text{ cm}$

Vérification de la section d'armatures minimale:

$$\frac{A_t \times f_{et}}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{ MPa}\right\} = 0,4\text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,051\text{ cm}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} A_t \geq 0,766\text{ cm}^2 ; \text{ Soit : } 4\Phi 8 = 2,01\text{ cm}^2 \\ S_t = 15\text{ cm} \end{cases}$$

Ancrage des armatures aux niveaux des appuis:

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{2} = 220,68\text{ KN.m}$$

Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\overline{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \quad \overline{\sigma}_b = \frac{2T}{ab}$$

$$\text{On doit avoir : } \overline{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\overline{\sigma}_b \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}}$$

$$a' = 26\text{ cm}$$

$$a = 26\text{ cm}$$

$a > 1,8\text{ cm}$; condition vérifiée

Entraînement des armatures :

Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \tau_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum; $T = 36,4 \text{ kN}$;

n : Nombre de armatures longitudinales tendus; $n = 5$;

μ : Périmètre d'armature tendue ; $\mu = \pi \Phi = 4,40 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = 0,45 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 0,45 \text{ MPa} < \tau_{ser} = 3,15 \text{ MPa}; \text{ condition vérifiée}$$

Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit " L_s " est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diameter Φ pour équilibre une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est suppose constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2,83 \text{ MPa}$$

Cet arn $L_s = \frac{\Phi x f_e}{4 x \tau_s} = 49,47 \text{ cm}$ utresecondaire (b = 30 cm), on est obliges de courber les x 1,4 = 7,7 cm

Cal

Crochets courant d'angle de 90° ; $L_x = d - (c + \frac{\phi}{2})$;

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2,1 \mu_1 - \mu_2}{1,87}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} ; \left\{ \begin{array}{l} L_2 = 23,3 \text{ cm} \\ L_1 = 9,30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone I :

$$\Phi = 1,6 \text{ cm} ; I = 64 \text{ cm}^4$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} ; I = 56 \text{ cm}^4$$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} ; I = 48 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes à l'ELS :

Position de l'axe neutre :

$$D = \frac{15}{30}(A + A') = 1,87$$

$$E = \frac{30}{100}(Ad + A'c) = 38,92$$

$$Y = 4,51 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15(A' - c)^2 + 15A(d - y)^2$$

$$I = 178237,72 \text{ cm}^4$$

Détermination des contraintes le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,03 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

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

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

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 123,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 123,57 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{ condition vérifiée}$$

Vérification de la flèche :

$$M_{tser} = 23,9 \text{ KN.m} ;$$

$$M_{0ser} = \frac{(G+Q)l^2}{8} = 32,07 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 6,47 \text{ cm}^2$$

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h}{L} > \frac{1}{16} \dots\dots\dots 0,085 > 0,063 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} > \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots 0,085 > 0,039 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ A_s < \frac{4,2}{bd f_e} \dots\dots\dots 0,007 < 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

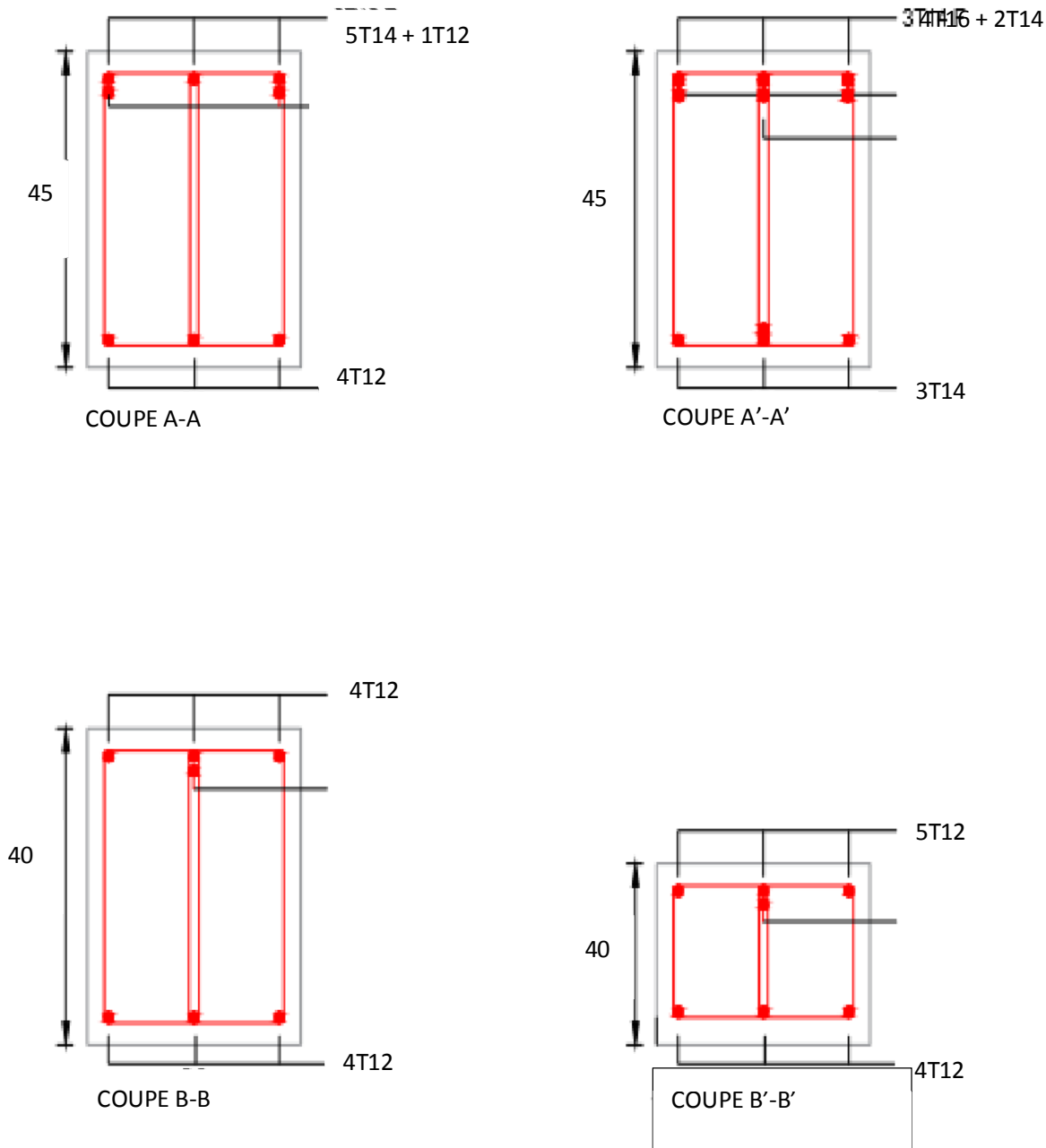


Figure VII.1 : Ferrailage des poutres principale et secondaire

VI.3) Ferrailage des poteaux :

a) 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 réglée au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left[\begin{array}{l} \text{Premier genre (1) : } 1,35G + 1,5Q ; \\ \text{Deuxième genre : } \left[\begin{array}{l} (2) : 0,8 G \pm E \\ (3) : G + Q \pm E \end{array} \right. \end{array} \right.$$

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 1) ;
- 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 : $\left[\begin{array}{l} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{array} \right.$

Vérification de la section d'armatures minimale :

- Le distance dans les barres verticales dans une face du Poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I ;
- Les fonctions 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 donnés dans des tableaux.

Calcul d'un Poteau :

Un seul Poteau de type (50x50) cm² sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux notés dans un tableau.

Poteau (1^{ère} et RDC) : (50x50) cm²

- Données : Enrobage : $c = 4\text{cm}$;
- Hauteur utile des acierstendus : $d = h - c$;
- Contrainte des aciers utilises : $f_e = 400\text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25\text{ MPa}$;
- Contraintelimité du béton : $f_{c28} = 2,1\text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Combinaison de 1^{er} genre :

➤ a) $N_{\max} = 227,84\text{ t.m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 6,53 \times 10^{-3}\text{ m}$$

$$M_u = N \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 37,94\text{ t.m}$$

Vérificationsi la section estsurabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h \\ M_u \leq N_u \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) \end{cases}$$

$N_u = 227,84\text{ t} < 287,55 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

$M_u = 37,94\text{ t.m} < 73,11\text{ t.m}$

Les deux conditions sontvérifiéesdonc la section estsurabandante , les armatures ne sont pas nécessaires ($A_2 = A_2' = 0$).

➤ $N_{\text{cor}} = 197,28\text{ t}$; $M_{\max} = 5,09\text{ t.m}$

Détermination du centre de pression :

$$e = \frac{M}{N} = 2,5 \times 10^{-3}$$

$$M_u = N \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) = 20,71\text{ t.m}$$

Vérificationsi la section est sur abondante :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u \leq 0,81 f_{bc} \cdot b \cdot h = 287,55 \\ M_u \leq N_u \cdot d \left(1 - 0,514 \frac{N_u}{b \cdot d \cdot \sigma_{bc}} \right) = 22,26 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

Vérifications si la section est surabondante :

$$e = \frac{M}{N} = 137,09 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$M_u = 23,38 \text{ t.m}$$

$$N_u = 57,04 \text{ t} < 287,55$$

$$M_u = 16,94 \text{ t.m} > 23,38 \text{ t.m}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc la section est surabondante, les armatures ne sont pas nécessaires ($A_6 = A_6' = 0$).

Les vérifications :

a) Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type (50x50 cm²)

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = 0,147 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) ;$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3,25 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,147 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} ; \text{ condition vérifiée}$$

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 l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

Le diamètre des armatures transversales :

$$\Phi = \frac{\Phi_l}{3} = 4,67 \text{ mm} < 12 \text{ mm}$$

On adopte un $\Phi 8$.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$A_{st} = \frac{\rho_a \times V_u}{S_t \times h_t \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul;

h_l : Hauteur totale de la section brute;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversal;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à :

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

S_t : Espacement des armatures transversales.

➤ L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on

a : $\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 14 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 21 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

➤ Calcul de l'élancement géométrique :

$$\lambda = \frac{L_f}{b} = 4,2 < 5 ; \rho_a = 3,75$$

$$\text{Donc : } \lambda = \frac{0,7L_0}{b} = 4,97 < 5 ; \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} = 1,46 \text{ cm}^2$$

Quantité d'armature transversales minimales :

At / (T x b) en % est donné comme suit : $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow 0,25 \%$

Alors : $\begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 1,25 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 1,88 \text{ cm}^2 \end{cases}$

$$\left[\begin{array}{l} A_t = 4\Phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Vérification de la section minimale d'armature transversales :

$$A_t \times f_e \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} ; A \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,85 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

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 :

$$\left[h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = 60 \text{ cm} \right.$$

$$L' = 2h = 90 \text{ cm}$$

CHAPITRE VII

Ferraillage des voiles

VII.1) Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction verticale surfacique coulé dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments, quelle que soient leurs destinations (d'habitations de bureaux, scolaires, hospitaliers, industries...) tout en respectant les exigences du RPA.

VII.2) Le système de contreventement :

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 (voile - portique) ; ce système de contreventement est conseillé en zone sismique, 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 (portique-voiles) afin de prendre en considération conformément aux lois de comportement de chaque type de structure.

Principe de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M)

L'étude des voiles consiste à les considérer 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) $0,8G + E$ (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'armature :

- armatures verticales
- armatures horizontales (parallèles aux faces des murs)
- armatures transversales

REPÉRAGE DES VOILES :

La méthode de calcul :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M V}{I} = 0,28 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M V}{I} = 0,25 \text{ Mpa}$$

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.a- 1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$; 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).

$$A_{\min} = 0,15 \text{ a.L.}$$

1.b- 2^{eme} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$; la section du voile est entièrement tendue "pas de zone comprimé".

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t/f_e$; 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 : (σ_1 et σ_2) sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII.2.1- Armatures verticales :

Elles sont disposées en 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 ferraillage 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.

VII.2.2- 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 disposées 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 %.

VII.2.3-Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m^2 au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur 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 inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VIII. 3- ferraillage des voiles :**VII.3.1-Exemple de calcul :**

$$A = (0,17 \times 3,98) + 0,5^2 = 0,92 m^2$$

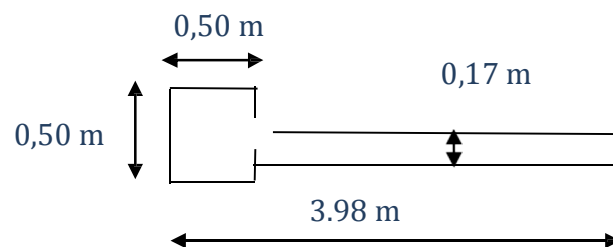
$$I = \frac{a L^3}{12} = \frac{0,17 \times 3,98^3}{12} = 0,89 \text{ m}^4$$

$$V = 0,5 + \frac{2,}{2} = 2,49 \text{ m}$$

$$N = 48,46 \text{ t.}$$

$$M = 0,24 \text{ t.m}$$

$$T = 0,14 \text{ t}$$



-Détermination des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M V}{I} = 0,533 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M V}{I} = 0,52 \text{ Mpa}$$

On adopte un espacement de 15 cm.

Le choix de la section des armatures verticales est 5T12 = 5,65 cm²/ml.

-Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferraillage que les armatures verticales soit 5T12 = 5,65 cm²/ml avec un espacement de 15 cm.

Calcul des armatures verticales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,15\% a.L$$

On calcule le ferraillage pour une bande de 1 mètre (L = 1 m)

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 3,00 \text{ cm}^2 / \text{ ml}$$

Le diamètre :

$$D \leq (1/10) a \text{ (mm)}$$

$$D \leq (1/10) 200$$

$D \leq 20 \text{ mm}$

On adopte : $D = 12 \text{ mm}$

L'espacement :

Selon le BAEL 91, on a :

Selon le BAEL 91, on a :

$$e \leq \min \{2e; 33 \frac{e}{100}\} = \{40 \frac{e}{100}; 33 \frac{e}{100}\} \Rightarrow e \leq 33 \frac{e}{100} \text{ Selon}$$

le RPA 99/03 :

$$e \leq \{1,5e; 30 \frac{e}{100}\} = \{30 \frac{e}{100}; 30 \frac{e}{100}\} \Rightarrow e \leq 30 \frac{e}{100}$$

$$\text{Donc : } e \leq \{2e; 30 \frac{e}{100}\} \Rightarrow e \leq 30 \frac{e}{100}$$

On adopte un espacement de 20 cm

Le choix de la section des armatures verticales est **(5T12) = 5,65 cm²/ml**

Calcul des armatures horizontales :

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferraillage que les armatures verticales soit 5T12 = 5,65 cm²/ml avec un espacement de 20 cm.

Vérification de la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{T}{a.L}$

Avec : $T = 1,4 T_{\text{cal}}$ l'effort tranchant de calcul majoré de 40%

a : Epaisseur du voile

L :longueur du voile

Cette contrainte est limitée par : $\tau = 0,05.f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

$\tau_b = 1,25 \text{ MPa}$ condition vérifiée

VIII) Disposition des armatures :**VIII) Armatures transversales :**

D'après le D.T.R.-B.C.-2,42 (règles de conception et de calcul des parois et mur en béton banché et le BAEL 91, dans le cas où le diamètre des aciers verticaux est inférieur ou égal à 12 mm, les armatures transversales sont à prévoir à raison d'une densité de $4/m^2$ au moins ; on prend donc $4\phi 6$ par m^2 .

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.

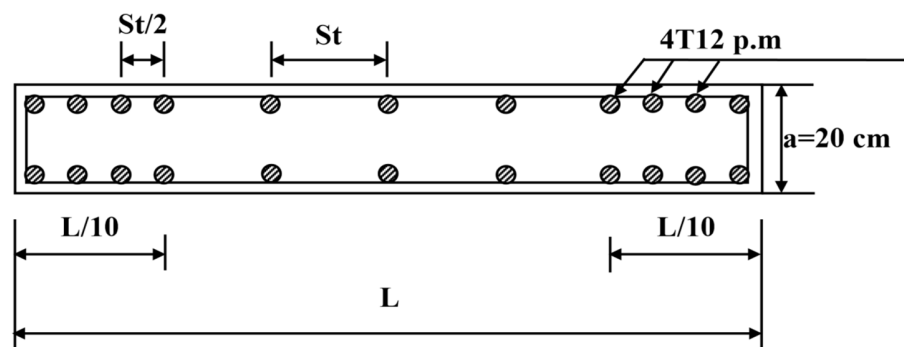


Figure VII.1 : Disposition ferrailage du voiles

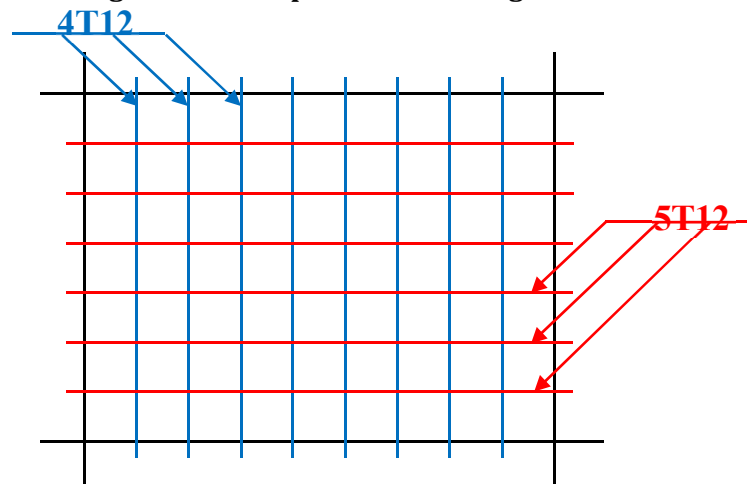


Figure VII.2: Disposition des armatures transversales dans les voiles

CHAPITRE VIII

Etude de l'infrastructure

VIII.1) Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol, auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, la bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

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 du sol notre terrain à une contrainte admissible de 1,6 bar à un ancrage de 1.50 m.

Pour qu'il n'y ait pas de chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm.

Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura d'une épaisseur de 10 cm.

Le calcul des fondations se fait comme suit :

1- Dimensionnement à l'E.L. S $N_{ser} = G + Q.$

2- Ferrailage à l'E.L.U. $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$

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 :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol
- Transmettre au sol la totalité des efforts –Éviter les tassements différentiels.

VIII.2-Définition :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges a transmises tout en en résistant aux contraintes de sol.

Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,6 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} < 50\%).$$

La surface de la semelle est donnée par : $S \geq N / \sigma_{\text{sol}}$

Avec :

S : La surface totale de la semelle ;

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.6 \text{ bar} = 16 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{cases} N_u = 4038.81 \text{ t} \Rightarrow S = 252.42 \text{ m}^2 \\ N_{\text{ser}} = 2891.16 \text{ t} \Rightarrow S = 180.69 \text{ m}^2 \end{cases}$$

Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 318.76 \text{ m}^2$

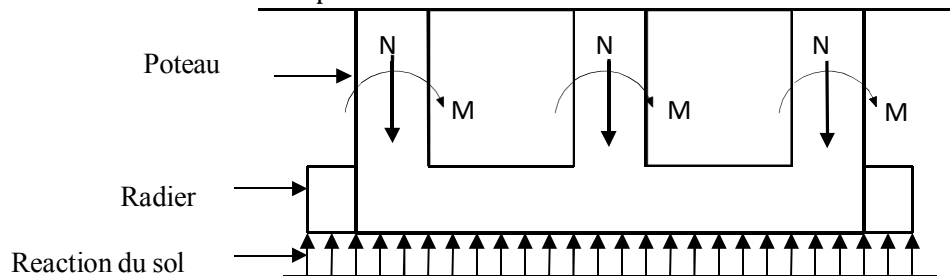
$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = \frac{180.69}{318.699} = 56.68\% > 50\% ; \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opter comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

VIII.3- Calcul du radier :

- Un radier c'est une semelle unique de très grandes dimensions commun entre tous les poteaux et voiles supportant toute la construction.
- Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité



Définition du radier :

Le radier c'est une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Pré dimensionnement du radier :

Calcul du radier :

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité. (Réaction de sol $\cong$ poids total de la structure).

-Poids supporté par le radier :

.

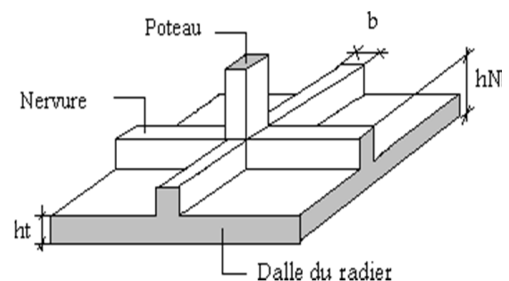


Figure .VIII:1-Radier général

2.1-Combinaison d'actions :

$$\text{E.L.U} : NU = 1,35GT + 1,5QT = 4038.81 t.$$

$$\text{E.L.S} : Nser = GT + QT = 2891.16 t.$$

2.2-Surface du radier :

La surface du radier est donnée par la formule suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

$$-N = Nser = 2891.16 t$$

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{2891.16 \text{ t}}{16} = 180,69 \text{ m}^2.$$

- Calcul du débordement :

$$D \geq \max\left\{\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } D = 60 \text{ cm}$$

On prend un débord de 60 cm de chaque côté dans les deux directions ce qui nous donne une surface d'assise ***S radier*** = 339.80 m².

2.3-Calcul de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur nécessaire du radier sera déterminée à partir des conditions suivantes :

3. a-1^{ère} condition :

D'après le BAEL 91 :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

b : Désigne la largeur.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,06 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \times b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} \\ \Rightarrow V_u = \frac{11,88 \times 5,10}{2} = 30,29 \text{ t} \\ q_u = \frac{N_u}{S} = \frac{4038.81}{339.80} = 11,88 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \\ q_u = 11,88 \times 1 \text{ m} = 11,88 \text{ t.m} \\ d \geq \frac{30,29 \times 10^{-2}}{0,06 \times 25 \times 1} = 0,20 \text{ m} \end{array} \right.$$

2. b-2^{ème} condition :

$$\begin{array}{l} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \Rightarrow 25 \text{ cm} \leq d \leq 25.50 \text{ cm} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} d = 25 \text{ cm} \\ h = d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm} \end{array} \right. \\ L = 5,10 \text{ m} \end{array}$$

L'épaisseur qui satisfait aux conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 40 cm, = **40cm**.

Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 56,66 \leq h \leq 85 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 85 \text{ cm} ; d = 76,5 \text{ cm} ; b = 35 \text{ cm}$$

L : la portée maximale d'une poutre de libage, L = 5,10 m

- **Vérification des contraintes :**

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b \left[h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i \right]$$

$$G_{\text{radier}} = 2,5 \left[0,45 \times 339,80 + 0,85 \times 0,50 \times 167,55 \right] = 560,27 \text{ t}$$

$$\text{E.L.S} : N_{\text{ser}} = 560,27 + 2891,16 = 3451,43 \text{ t}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{3451,43}{339,80} = 10,15/\text{m}^2 < 16 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **La longueur élastique :**

La longueur élastique de la poutre de libage est donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{AEI}{K \cdot b}}$$

Avec : I : Inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,0072 \text{ m}^4$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$

b : Largeur de la poutre $b = 0,40 \text{ m}$

K : Coefficient de la raideur de sol $k = 500 \text{ t/m}^2$

$$L_e = 4,64 \text{ m}$$

$$L_{\text{max}} = 5,25 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 7,28 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \quad \textbf{Poids unitaire du radier :}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N_{\text{ser}}}{N_{\text{radier}}} = 61,60 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{\text{radier}} = 7,50 \text{ KN/m}^2$$

$Q = \sigma_{\text{max}} - \sigma_{\text{radier}} = 54,1 \text{ KN/m}^2$ Donc la charge en m^2 à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de : $Q = 54,1 \text{ KN/m}^2$

-Ferraillage du radier :**-Ferraillage des dalles :**

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de petite portée: $M_{0x} = \mu_x \times Q \times l_x^2$
- Dans le sens de grande portée: $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et (prend 0 à l'ELS, 0,2 à l'ELU) (cours béton armé BAEL 91).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis :

- Moment en travée : $\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$
- Moment sur appuis : $\begin{cases} M_a = 0.2 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

Exemple de calcul

Panneau : 3,55 x 4,41 : Dimensions entres axes

Le calcul des moments isostatiques se fera pour chaque cas de panneau de dalle, et les moments maximum seront retenus pour calculer le ferraillage.

Le radier est considéré comme une dalle renversée soumise à une charge

$$Q = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{3451.43}{339.80} = 10.15/m^2$$

$$\alpha = L_x / L_y = 0,805$$

$$\mu_x = 0,0561$$

$$\mu_y = 0,5959$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 71.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 42,78 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y \text{ ult}} = \mu_y \cdot M_{x \text{ ult}} = 1,04 \times 57,80 = 57,80 \text{ KN.m}$$

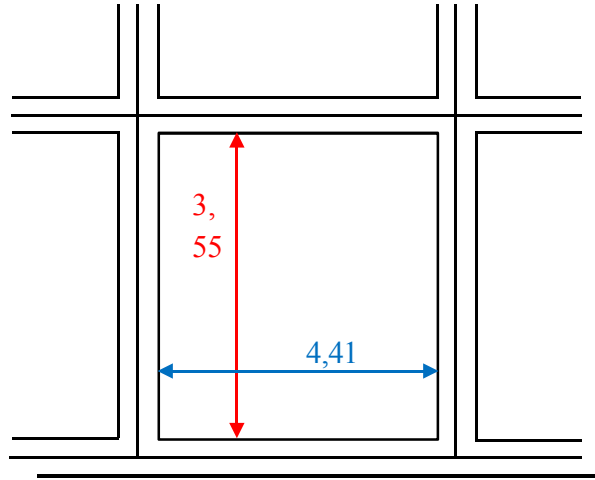


Figure VIII.2: Schéma du panneau le plus défavorable

N.B.: Le calcul des moments est établi par la méthode forfaitaire en tenant compte de la continuité.

Les moments maximaux "isostatiques" M_{0x} et M_{0y} dans le sens lx et ly sont distribués sur appuis et en travées de la manière suivante:

Appuis de rives : $M_{ar} = 0,40 \times M_0$

Appuis centraux : $M_{ac} = 0,60 \times M_0$

Travées : $M_t = 0,75 \times M_0$

I) SENS X-X et Y-Y :

$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $F_{eE500} = 500 \text{ MPa}$

Enrobage $d = d' = 3,00 \text{ cm}$

$M_{\max} = 71.80 \text{ KN.m}$

Travées :

$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 53,85 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,081$; $\beta = 0,9585$

$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 6,46 \text{ KN.m}$

On adopte : 6T12 = $6,79 \text{ cm}^2 / \text{ml}$, $St = 20 \text{ cm}$

➤ Sens Y :

$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 36,36 \text{ KN.m}$

$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,04$; $\beta = 0,980$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 4,26 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5T10 / ml, $A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $S_t = 20 \text{ cm}$

Sur appui :

➤ Sens X :

➤ b) Appui intermédiaire :

$$M_{\text{ainter}} = 0,5 M_{\text{ox}} = 35,9 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{M_u} = 0,041 ; \beta = 0,9805$$

$$A_s = \frac{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}{\beta \cdot M_{\text{ainter}}} = 4,21 \text{ cm}^2 ; \text{ On adopte : 6T10/ml , } A = 4,71 \text{ cm}^2$$

➤ Sens Y :

a) Appui de rive :

$$M_{\text{arive}} = 0,3 M_{\text{oy}} = 12,83 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{arive}}}{M_u} = 0,014 ; \beta = 0,993$$

$$A_s = \frac{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}{\beta \cdot M_{\text{arive}}} = 1,48 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T12/ml, $A = 1,52 \text{ cm}^2$; $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Appui intermédiaire :

$$M_{\text{ainter}} = 0,5 M_{\text{oy}} = 21,39 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{ainter}}}{M_u} = 0,024 ; \beta = 0,988$$

$$A_s = \frac{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}{\beta \cdot M_{\text{ainter}}} = 2,49 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5T8 = $2,51 \text{ cm}^2$, $S_t = 25 \text{ cm}$

VIII.4. Vérification de l'espacement :

Dans le sens le plus sollicité : $S_t \leq \min[3h ; 33\text{cm}]$

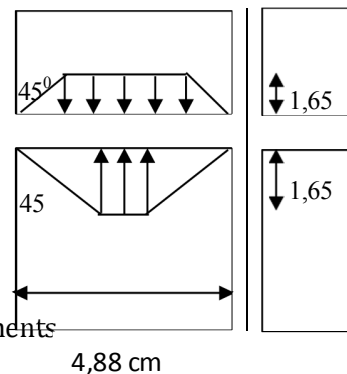
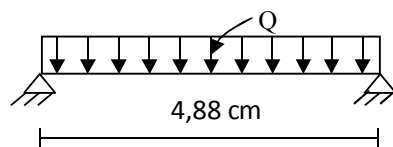
$S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}$ condition vérifiée

VIII.5-Ferraillage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y > 0,4$ 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 ferraillage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a- Sens longitudinal (Y) :

$$L_{\text{max}} = 4,88 \text{ cm}$$



Calcul du ferraillage équivalente pour le calcul des moments

-Calcul de Q' :

C

Figure VIII.3: Répartition des charges sur les poutres selon

Les lignes de rupture.

$$Q' = \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}^2}{3L_{y1}^2}\right) L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}^2}{3L_{y1}^2}\right) L_{x2} \right] = \frac{9,45}{2} \left[\left(1 - \frac{1,8^2}{3 \times 4,88^2}\right) 1,8 + \left(1 - \frac{2,55^2}{3 \times 4,88^2}\right) 2,55 \right]$$

$$= 19,08 \text{ t/m}$$

{

Avec : $L_{x1} = 4,55 \text{ m}$ $L_{y1} = 4,70 \text{ m}$ $L_{x2} = 2,75 \text{ m}$ $Q = 9,91 \text{ t/m}^2$ 1.2- Calcul du ferrailage :-En travée :

$$M_t = 0,8M_0 = 56,79 \times 0,8 = 45,43$$

$$A = 17,11 \text{ cm}^2$$

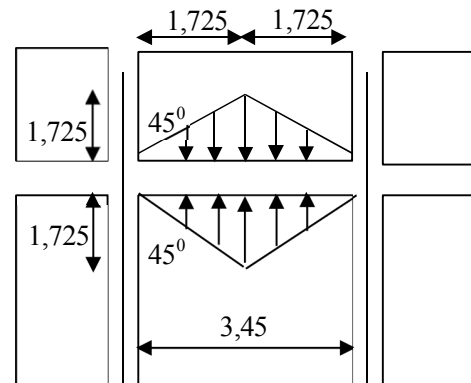
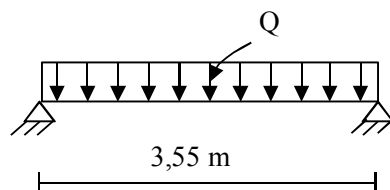
3T 20 filantes + 3T20 ch. ($A = 18,85 \text{ cm}^2$).En appui :

$$M_a = 0,4M_0 = 56,79 \times 0,4 = 22,71$$

$$A = 8,21 \text{ cm}^2$$

3T 20 filantes + 3T20 ch. ($A = 18,85 \text{ cm}^2$).**b- Sens transversal(x) :**

$$L_{\max} = 3,55 \text{ m}$$

**Figure VIII. 4:** Répartition des charges sur les poutres selon• Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme equivalence pour le calcul des moments.

$$Q' = \frac{2}{3} \cdot Q \cdot L$$

Tel que :

$$Q' = 23,57 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{Q' \cdot L^2}{8} = 37,11 \text{ KN.m}$$

a.1) Calcul du ferrailage :

>En travée :

$$M_t = 0,75 M_0 = 27,83 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,016 ; \beta = 0,992$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = 15,72 \text{ cm}^2$$

6T14

On adopte : () Fil + (6T14) Chap ; A = 18,48 cm²

➤ Sur appui :

• Appui intermédiaire :

$$M_{a \text{ inter}} = 0,5 M_0 = 18,56 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,011 ; \beta = 0,9945$$

$$A_s = 9,93 \text{ cm}^2$$

On adopte : (8T14) = 12,32 cm²

• Appui de rive :

$$M_{a \text{ rive}} = 0,2 M_0 = 7,42 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{a \text{ rive}}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = 0,045 ; \beta = 0,9785$$

$$A_s = \frac{M_{a \text{ rive}}}{\beta \cdot d \cdot f_{bc}} = 4,036 \text{ cm}^2$$

On adopte : (4,52 cm²) ; A = 4T12 cm²

C. Armature de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre $h_a < 2(80 - 0,1 f_e) = 80 \text{ cm}$

Dans notre cas $h_a = 60$ cm vu qu'il n'est pas nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur le parois de la poutre (armatures de peau).

VIII.6) Contrainte de cisaillement :

• Calcul de l'effort tranchant :

a) Sens longitudinal:

$$T = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{L_{x1}}{2L_y}\right) \cdot L_{x1} + \left(1 - \frac{L_{x2}}{2L_y}\right) \cdot L_{x2} \right] = 64,11 \text{ KN}$$

$$T = 64,11 \text{ KN}$$

b) Sens Transversal:

$$T = \frac{q}{2} L_{x1} = 179,45 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 179,45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0,83 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,83 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

VIII.7) Armatures transversales :

a) Diamètre:

$$\Phi_t \leq \min(h/35; \Phi_l/10) = 16 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } \Phi_t = 12 \text{ mm}$$

b) Espacements:

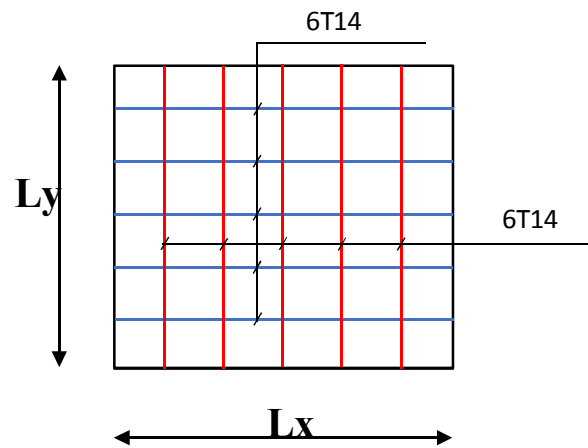
$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi\right) = 15 \text{ mm}$$

$$\text{On prend : } S_t = 15 \text{ mm}$$

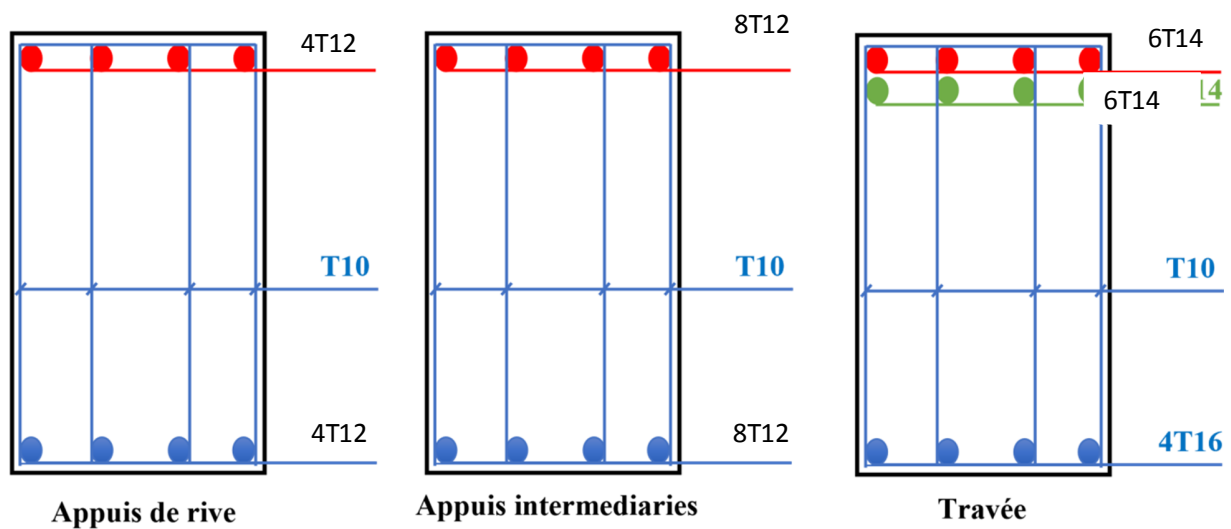
$$S_t = \frac{0,8 A_t f_e}{(\tau_u - 0,3 f_{c28})}; f_e \geq 33,18 \text{ MPa}$$

Donc on utilise des armatures HA, Fe400, soit 4T12, $A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{m}$.

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,42 \text{ MPa} < 3,01 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$



Figures VIII.5 : Disposition des armatures dans le radier par mètre linéaire



Figures VIII.6 : Ferrailage de la poutre de libage sans traversale

CONCLUSION



Conclusion

Notre projet de fin d'étude, en l'occurrence l'étude d'un bâtiment à usage multiple en (R+7), nous a permis d'acquérir beaucoup de connaissance dans le domaine de la structure, nous a permis d'apprendre des données et utile dans l'étude des bâtiments. Et d'autre part de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant cycle de formation et de l'approfondir en se basant sur mes données de la documentation technique et réglementaire, de mettre en application les méthodes de calcul récentes et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être pris dans la conception nouvelle des structures des bâtiments , et d'un autre coté d'apprendre à utiliser le logiciel de modélisation à savoir l'ETABS, SOCOTEC, et AUTOCAD pour les dessins.

En somme ce projet a été pour nous une expérience riche en émotion et aussi riche en recherche et nous as donné plus la motivation de continuer et avoir l'amour de domaine, et aussi nous permettre d'acquérir des connaissances très importantes pour mettre la premier pas dans la vie professionnelle.

En définitive, ce projet de fin d'études s'est révélé être une expérience particulièrement enrichissante, tant sur le plan intellectuel qu'humain. Il a contribué à renforcer notre engagement envers le domaine du génie civil, à consolider notre vocation professionnelle, et à nous doter des compétences fondamentales nécessaires pour amorcer notre parcours dans la vie active avec assurance et détermination.

BIBLIOGRAPHIES

■ Livres et règlements :

1. Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version (2003).
2. Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA (1993).
3. Document technique réglementaire : DTRB.C.2.48
4. DTR BAEL 91 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Révisées (1999).
5. Document technique réglementaire : DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation (1988).

■ Mémoire :

6. Etude un Bâtiment R+7 à usage multiple situé à Tiaret

■ Logiciels :

7. Logiciel d'analyse des structures ETABS version 9.7.
8. AUTO CAD
9. SOCOTEC
10. EXCEL
11. WORD
12. ETABS